

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté des sciences appliquées
Département de génie civil

**Effet des étriers à haute limite élastique
sur le comportement des poteaux en
béton à haute performance**

Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Daniel MONGEAU

Résumé

Six poteaux de grandes dimensions en béton à haute performance ont été testés sous un chargement axial constant et un chargement latéral cyclique. La résistance du béton varie de 79 à 109 MPa et la résistance des étriers de 438 à 825 MPa. L'influence de la résistance du béton, du niveau de chargement axial et de la résistance des étriers fait également l'objet de cette étude.

Les résultats ont souligné l'importance de tenir compte du niveau de chargement axial lors de la détermination de la quantité d'acier de confinement à utiliser. Les essais réalisés sur des bétons de différentes résistances ont démontré qu'une augmentation de la résistance se traduisait par une diminution de la ductilité des poteaux. Les mesures de la déformation des étriers ont montré que la plastification des étriers à haute résistance n'était pas atteinte au cours des essais. Il importe donc de considérer les contraintes réelles pouvant être développées lors du calcul de la quantité d'acier à utiliser. L'indice de confinement effectif, calculé à partir des contraintes réelles dans les étriers, est un bon indicateur du degré de confinement et donc de la ductilité d'une section.

Finalement, des prédictions de la relation moment-courbure ainsi que de la relation force-déplacement ont été réalisées en utilisant différents modèles de comportement. Une modification a été proposée au modèle de Cusson et Paultre afin d'obtenir une meilleure prédiction de la ductilité et de la résistance du béton confiné pour des sections soumises à des contraintes de flexion.

Remerciements

Je remercie le professeur Patrick Paultre pour la direction de ces travaux de recherche et Frédéric Légeron pour m'avoir fait partager ses connaissances et son expérience.

Le support financier du Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG), de la Fondation de l'Université de Sherbrooke et du Groupe Teknika a été grandement apprécié. Les matériaux utilisés lors des essais ont été fournis par Lafarge Canada et Demix.

Les essais ont été réalisés dans les laboratoires de structure de l'Université de Sherbrooke. J'aimerais particulièrement remercier Laurent Thibodeau et Clément Reynolds pour leur aide précieuse. Des remerciements sont également exprimés à Eric Dallaire ainsi qu'à Michel Lessard pour leurs conseils concernant le béton.

J'aimerais remercier Arnaud Gauthier et Yves Lévesque pour leur aide lors de la construction des poteaux ainsi que Carl Boutin pour son support. Mes remerciements sont aussi exprimés à Mario Rodrigue et Jean-Yves Roy qui étaient toujours prêts à donner un coup de main. J'aimerais également remercier Lise Dutrisac pour la révision du texte de ce mémoire.

Merci à mon frère Patrick pour son aide et son encouragement, ainsi qu'à mes parents pour leur support tout au long de mes études.

Enfin, j'aimerais exprimer mes plus sincères remerciements à ma compagne Brigitte.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Types d'essais cycliques	1
1.2	Le comportement du béton confiné	2
1.2.1	Modèle de Cusson et Paultre	4
1.2.2	Modèle de Park, Priestley et Gill	8
1.3	Comportement des poteaux en béton armé	9
1.3.1	Facteurs influençant la ductilité des poteaux	9
1.3.2	Dimensionnement de l'armature transversale	13
1.3.3	Paramètres de ductilité	15
1.3.4	Rotule plastique équivalente	17
1.3.5	Calcul de la réponse par discrétisation par couche	18
1.4	Recherches antérieures	19
1.5	Problématique et objectifs	21
2	Programme expérimental	23
2.1	Description des spécimens	23
2.2	Propriétés des matériaux	26
2.2.1	Béton	26
2.2.2	Acier	27
2.3	Instrumentation	28
2.4	Procédure d'essai	30
3	Résultats expérimentaux	33
3.1	Courbes force latérale-déplacement	33
3.1.1	Force latérale brute	37
3.1.2	Force latérale corrigée	37
3.2	Courbes moment-courbure	42
3.3	Indicateurs de ductilité	42
3.4	Sollicitation de l'acier tendu	46
3.5	Distribution de la courbure	46
3.5.1	Progression de la courbure	46
3.5.2	Longueur de la rotule plastique équivalente	53
3.6	Perte du recouvrement	53
3.7	Zone d'endommagement	54
3.8	Sollicitation des étriers	54

4	Analyse des résultats	60
4.1	Prédiction de la relation moment-courbure	60
4.2	Prédiction de la relation force-déplacement	64
4.3	Prédiction des contraintes dans les étriers	68
4.4	Influence des variables testées	68
4.4.1	Résistance du béton	69
4.4.2	Charge axiale	69
4.4.3	Indice de confinement	70
5	Analyse paramétrique	72
5.1	Influence de l'espacement des étriers	72
5.2	Influence de la résistance du béton	73
5.3	Influence du niveau de chargement axial	74
6	Conclusion	77
A	Courbes moment-courbure	81

Liste des figures

1.1	Réponse du béton en compression cyclique (adaptée de Sinha et coll., 1964) .	3
1.2	Effet de la pression de confinement	4
1.3	Modèle de Cusson et Paultre pour le béton à haute performance	7
1.4	Modèle de Park, Priestley et Gill	9
1.5	Courbes contrainte-déformation pour des bétons de différentes résistances . .	11
1.6	Courbes enveloppes	15
1.7	Courbes idéalisées	16
1.8	Distribution de la courbure	18
1.9	Discrétisation par couche	19
2.1	Géométrie des spécimens et instrumentation	24
2.2	Courbes contrainte-déformation typiques des bétons testés	27
2.3	Courbes contrainte-déformation typiques des aciers	28
2.4	Montage expérimental	31
2.5	Historique du chargement	32
3.1	Courbe force latérale-déplacement en tête pour C80B60N40	34
3.2	Courbe force latérale-déplacement en tête pour C120B60N40	34
3.3	Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100BH55N40	35
3.4	Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100BH80N40	35
3.5	Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100BH55N52	36
3.6	Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100B60N52	36
3.7	Schéma du montage et définition des variables	38
3.8	Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C80B60N40	39
3.9	Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C120B60N40	39
3.10	Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100BH55N40	40
3.11	Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100BH80N40	40
3.12	Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100BH55N52	41
3.13	Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100B60N52	41
3.14	Courbe moment-courbure pour C80B60N40	43
3.15	Courbe moment-courbure pour C120B60N40	43
3.16	Courbe moment-courbure pour C100BH55N40	44
3.17	Courbe moment-courbure pour C100BH80N40	44
3.18	Courbe moment-courbure pour C100B60N52	45
3.19	Progression de la déformation à différentes sections pour C80B60N40	47
3.20	Progression de la déformation à différentes sections pour C120B60N40	47
3.21	Progression de la déformation à différentes sections pour C100BH55N40	48
3.22	Progression de la déformation à différentes sections pour C100BH80N40	48

3.23	Progression de la déformation à différentes sections pour C100BH55N52 . . .	49
3.24	Progression de la déformation à différentes sections pour C100B60N52 . . .	49
3.25	Progression de la courbure à différentes sections pour C80B60N40	50
3.26	Progression de la courbure à différentes sections pour C120B60N40	50
3.27	Progression de la courbure à différentes sections pour C100BH55N40	51
3.28	Progression de la courbure à différentes sections pour C100BH80N40	51
3.29	Progression de la courbure à différentes sections pour C100BH55N52	52
3.30	Progression de la courbure à différentes sections pour C100B60N52	52
3.31	Étendue des dommages à la fin des essais	55
3.32	État des poteaux à la fin des essais	56
3.33	Évolution des déformations dans les étriers pour C80B60N40	57
3.34	Évolution des déformations dans les étriers pour C120B60N40	57
3.35	Évolution des déformations dans les étriers pour C100BH55N40	58
3.36	Évolution des déformations dans les étriers pour C100BH80N40	58
3.37	Évolution des déformations dans les étriers pour C100BH55N52	59
3.38	Évolution des déformations dans les étriers pour C100B60N52	59
4.1	Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C80B60N40	61
4.2	Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C120B60N40	61
4.3	Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C100BH55N40	62
4.4	Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C100BH80N40	62
4.5	Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C100B60N52	63
4.6	Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C80B60N40	65
4.7	Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C120B60N40	65
4.8	Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100BH55N40	66
4.9	Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100BH80N40	66
4.10	Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100BH55N52	67
4.11	Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100B60N52	67
4.12	Relation entre l'indice de confinement effectif et la ductilité structurale	71
5.1	Influence de l'espacement des étriers pour $f'_c = 100$ MPa	73
5.2	Influence de la résistance du béton pour $s = 60$ mm	74
5.3	Influence du niveau de chargement axial pour $P/A_g f'_c \leq 0,4$	75
5.4	Influence du niveau de chargement axial pour $P/A_g f'_c \geq 0,4$	75
5.5	Évolution de la courbure en fonction du niveau de charge axiale	76
A.1	Courbe moment-courbure pour le poteau C80B60N40	81
A.2	Courbe moment-courbure pour le poteau C120B60N40	82
A.3	Courbe moment-courbure pour le poteau C100BH55N40	82
A.4	Courbe moment-courbure pour le poteau C100BH80N40	83
A.5	Courbe moment-courbure pour le poteau C100B60N40	83

Liste des tableaux

1.1	Résumé des travaux antérieurs	20
2.1	Programme expérimental	25
2.2	Composition des bétons	26
2.3	Propriétés des bétons frais et durcis	27
2.4	Caractéristiques mécaniques des aciers	29
2.5	Distribution des lots d'aciers	29
3.1	Ductilités structurale et sectionnelle des poteaux	42
3.2	Indicateurs énergétiques	45
3.3	Longueur de développement des barres No 20	46
3.4	Longueur de la rotule plastique équivalente	53
3.5	Déformation à la rupture du recouvrement	53
3.6	Sollicitation des étriers	54
4.1	Contraintes dans les étriers	68
4.2	Résumé des résultats	68
4.3	Influence de la résistance du béton	69
4.4	Influence de la charge axiale	70
4.5	Comparaison des indices de confinement	70

Liste des symboles

A_c	section transversale de béton confinée
A_{ch}	section transversale du noyau de béton délimitée par le centre de l'étrier périphérique
A_g	section transversale totale du poteau
A_s	section transversale totale de l'armature longitudinale
A_{sh}	section transversale totale de l'armature latérale perpendiculaire à une direction principale
c	dimension latérale du noyau de béton parallèle à une direction principale et délimitée par le centre de l'étrier périphérique
c_x	dimension latérale du noyau de béton parallèle à l'axe x et délimitée par le centre de l'étrier périphérique
c_y	dimension latérale du noyau de béton parallèle à l'axe y et délimitée par le centre de l'étrier périphérique
d_b	diamètre des barres d'armature
E	énergie hystérétique
E_c	module sécant du béton
E_{sec}	module sécant du béton confiné à la contrainte maximale
f_c	contrainte dans le béton
f'_c	résistance maximale du béton en compression mesurée sur des cylindres de 150×300 mm
f_{co}	résistance maximale du béton non confiné en compression dans une membrure égale à $0,85f'_c$
f_{cc}	résistance maximale du béton confiné en compression dans une membrure
f_{cr}	module de rupture du béton
f_{hcc}	contrainte dans l'acier d'armature transversal à la résistance maximale du béton confiné
f_y	limite élastique de l'acier d'armature longitudinal
f_{yh}	limite élastique de l'acier d'armature transversal
f_ℓ	pression de confinement
$f_{\ell e}$	pression latérale nominale appliquée sur le noyau de béton
f_u	résistance ultime de l'acier d'armature
h	profondeur de la section
h''	dimension latérale du noyau de béton délimité par l'extérieur de l'étrier périphérique
h_c	dimension latérale du noyau de béton délimité par le centre de l'étrier périphérique
H	force latérale appliquée au sommet du poteau
H'	force latérale corrigée appliquée au sommet du poteau
H'_1	force latérale corrigée appliquée au sommet du poteau immédiatement avant la rupture du recouvrement
H'_2	force latérale corrigée appliquée au sommet du poteau immédiatement après la rupture du recouvrement
H'_{max}	force latérale corrigée maximale appliquée au sommet du poteau
H'_y	force latérale élastique corrigée
I_c	indice de confinement effectif

I_{cf}	indice de confinement effectif pour une section fléchie
I_d	indice de dommage
I_w	indice de travail
k	coefficient affectant la pente de la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation du modèle de Cusson et Paultre
k_1	coefficient affectant la pente de la partie descendante de la courbe contrainte-déformation du modèle de Cusson et Paultre
k_2	coefficient affectant la courbure de la partie descendante de la courbe contrainte-déformation du modèle de Cusson et Paultre
K	coefficient d'augmentation de la contrainte maximale dans le béton confiné
K_1	pente initiale de la courbe force-déplacement
K_e	coefficient d'efficacité de confinement
K_I	pente de la partie élastique de la courbe force-déplacement idéalisée
ℓ	longueur du poteau
ℓ'	distance entre la base et le point d'application de la charge verticale
ℓ_d	longueur de développement de l'ancrage
ℓ_p	longueur de la rotule plastique équivalente
M	moment à la base du poteau ou moment dans la membrure pour une analyse sectionnelle
M_{max}	moment maximal à la base du poteau
N	effort axial dans la membrure
P	charge axiale supportée par le poteau
P_0	capacité du poteau égale à $0,85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y$
P_x	composante horizontale de la charge axiale supportée par le poteau
P_y	composante verticale de la charge axiale supportée par le poteau
s	espacement centre-à-centre des étriers
s'	espacement intérieur des étriers
S_1	pente initiale de la courbe moment-courbure
S_I	pente de la partie élastique de la courbe moment-courbure idéalisée
V_{sh}	volume d'acier dans un étrier
w	espacement transversal des barres longitudinales adjacentes pour une section rectangulaire
z	hauteur rotulée du poteau jusqu'au point d'application de la charge horizontale
z'	hauteur rotulée du poteau jusqu'au point d'application de la charge verticale
Z_m	coefficient affectant la pente de la partie descendante de la courbe contrainte-déformation du modèle de Park, Priestley et Gill
Δ	déplacement du poteau au niveau du point d'application de la charge horizontale
Δ'	déplacement du poteau au niveau du point d'application de la charge verticale
Δ_2	déplacement ultime selon la courbe idéalisée
Δ_e	déplacement du sommet du poteau dû à la courbure élastique
Δ_g	déplacement du sommet du poteau dû au glissement des barres longitudinales
Δ_p	déplacement du sommet du poteau dû à une rotation au niveau de la rotule plastique
Δ_y	déplacement élastique
Δ_{yI}	déplacement élastique selon la courbe idéalisée
ε_c	déformation axiale du béton
ε_{c1}	déformation axiale du béton lors de la rupture du recouvrement
ε_{co}	déformation axiale du béton correspondant à f'_c
ε_{C50C}	déformation axiale du béton confiné quand la contrainte diminue jusqu'à $0,5f_{cc}$
ε_{C50U}	déformation axiale du béton non confiné quand la contrainte diminue jusqu'à $0,5f'_c$
ε_{cc}	déformation axiale du béton confiné correspondant à f_{cc}

ε_h	déformation de l'acier d'armature transversale
ε_{hcc}	déformation de l'acier d'armature transversale correspondant à f_{hcc}
ε_{sh}	déformation de l'acier d'armature au début de l'écrouissage
ε_u	déformation ultime de l'acier d'armature
ε_y	déformation de l'acier d'armature à la limite élastique
μ_Δ	ductilité structurale
$\mu_{\Delta I}$	ductilité structurale à partir de la courbe idéalisée
μ_ϕ	ductilité sectionnelle
$\mu_{\phi I}$	ductilité sectionnelle à partir de la courbe idéalisée
ν	coefficient de Poisson du béton
ϕ	courbure de la membrure
ϕ_2	courbure ultime selon la courbe idéalisée
ϕ_c	coefficient de tenue du béton
ϕ_p	courbure plastique
ϕ_u	courbure ultime
ϕ_y	courbure élastique
ϕ_{yI}	courbure élastique selon la courbe idéalisée
ρ_c	pourcentage volumique d'armature longitudinale dans le noyau de béton
ρ_g	pourcentage volumique d'armature longitudinale dans la section de béton
ρ_s	pourcentage volumique d'étriers rectangulaires dans le noyau de béton délimité par le centre de l'étrier périphérique
ρ'_s	pourcentage volumique d'étriers rectangulaires dans le noyau de béton délimité par l'extérieur de l'étrier périphérique
τ	indice de confinement

Chapitre 1

Introduction

Six poteaux de grandes dimensions en béton à haute performance ont été testés sous un chargement axial constant et un chargement latéral cyclique. Les effets de la résistance du béton, du niveau de chargement axial et de la résistance des étriers font l'objet de cette étude. Les connaissances théoriques nécessaires à la compréhension du sujet de la présente recherche sont présentées dans le présent chapitre. Une revue des travaux portant sur le comportement des poteaux en béton à haute performance soumis à un chargement latéral cyclique est également présentée et les objectifs du projet de recherche sont énoncés. Le programme expérimental, les résultats expérimentaux, et l'analyse des résultats sont présentés au chapitres 2, 3 et 4. Une analyse paramétrique réalisée en utilisant un modèle de comportement est présentée au chapitre 5.

1.1 Types d'essais cycliques

Le dimensionnement des poteaux dans les bâtiments s'effectue en fonction de la charge axiale appliquée et d'un chargement latéral causé par le vent ou les séismes. Or, les séismes engendrent dans la structure des efforts cycliques aléatoires. Les essais réalisés sur les poteaux devraient donc permettre de prédire le comportement des structures face à un chargement cyclique. Il existe trois méthodes d'essais pour simuler la sollicitation sismique des structures en laboratoire : les essais sur table vibrante, les essais pseudo-dynamiques et les essais quasi statiques.

Les essais sur table vibrante

Dans ce type d'essais, la structure à tester est montée sur une table permettant de reproduire l'enregistrement d'un tremblement de terre. Les efforts auxquels la structure est soumise lors

de ces essais sont représentatifs du type de sollicitations pouvant survenir lors d'un séisme. La grandeur des spécimens pouvant être testés est cependant limitée par les dimensions de la table. De plus, très peu de laboratoires sont équipés de ce type d'appareillage.

Les essais pseudo-dynamiques

Lors d'essais pseudo-dynamiques, la structure est soumise à des déplacements appliqués en utilisant un ou plusieurs vérins. Ces déplacements sont le résultat d'une analyse dynamique non linéaire réalisée par intégration pas-à-pas et incorporant des mesures prises sur la structure. À chaque étape du chargement un ordinateur utilise les mesures de la force appliquée sur la structure afin de calculer le déplacement de l'étape suivante. La structure peut être soumise à n'importe quel type de chargement dynamique prédéterminé. Ce chargement peut être périodique ou peut représenter l'enregistrement d'un séisme.

Les essais quasi statiques

Les essais quasi statiques sont les plus utilisés pour tester les poteaux. Un chargement cyclique est appliqué à l'élément à tester en utilisant des vérins. Ce chargement n'est pas conçu de façon à représenter exactement le type de sollicitations causées par les séismes, mais il permet d'obtenir une évaluation conservatrice du comportement des poteaux. Les cycles de chargement sont appliqués en fonction de niveaux de ductilité ou de déplacements à atteindre et sont répétés un certain nombre de fois avant d'être augmentés.

La figure 1.1, adaptée de Sinha, Gerstle et Tulin (1964), illustre la courbe enveloppe issue d'un chargement axial cyclique. Les travaux de Sinha et coll. sur le comportement du béton en compression cyclique ont démontré que la réponse à un chargement monotonique était presque identique à la courbe enveloppe d'un chargement cyclique.

1.2 Le comportement du béton confiné

Lorsque le béton est soumis à une compression axiale, celui-ci se déforme latéralement. Cette déformation produit une fissuration qui augmente avec l'accroissement de la charge et qui conduit finalement à la rupture du béton. Si le béton est retenu latéralement de façon à réduire cette déformation, la résistance du béton et sa ductilité seront augmentées. Le confinement du béton peut être actif ou passif.

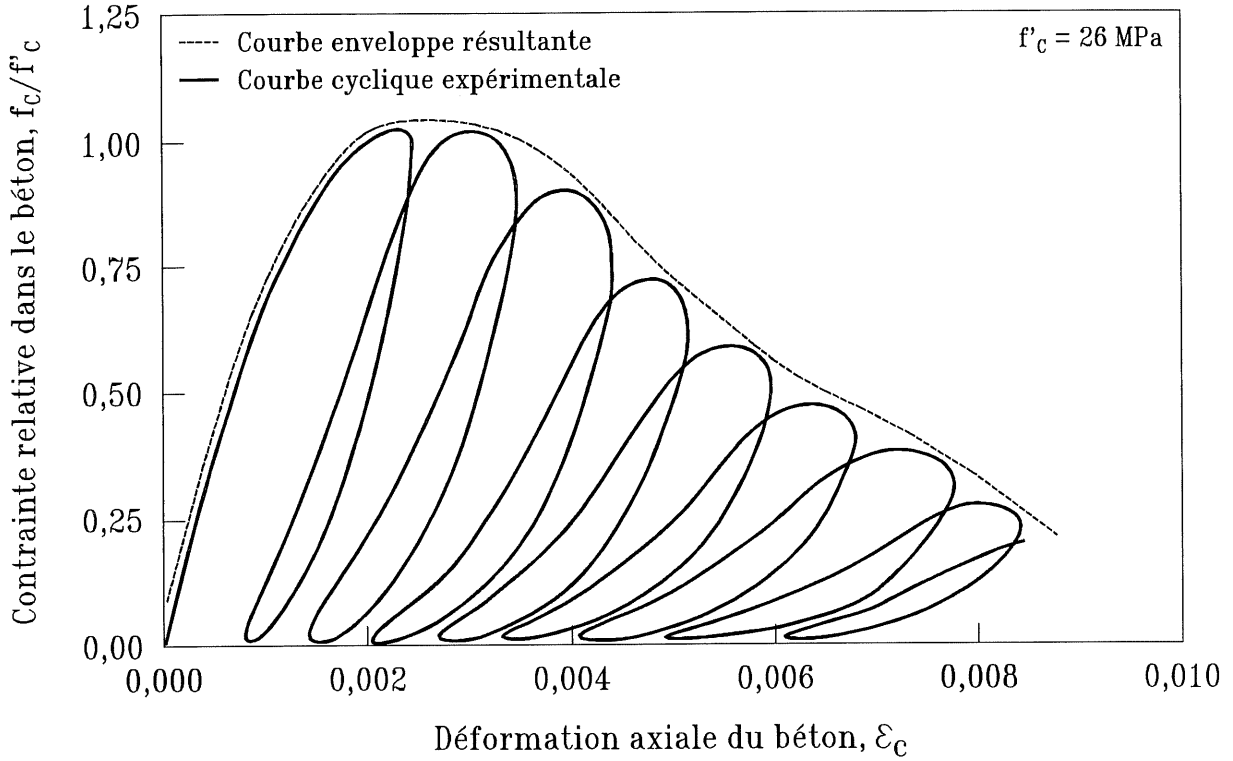


Figure 1.1 Réponse du béton en compression cyclique (adaptée de Sinha et coll., 1964)

Si une pression hydraulique latérale constante est appliquée sur le béton, il s'agira de confinement dit *actif*. Richart, Brandzaeg et Brown (1928) ont étudié le confinement actif du béton et ont proposé l'expression suivante pour évaluer la résistance du béton confiné, f_{cc} :

$$f_{cc} = f_{co} + 4,1f_{\ell} \quad (1.1)$$

où f_{co} est la résistance du béton non confiné dans une membrure, et f_{ℓ} est la pression de confinement.

La figure 1.2 montre la réponse du béton confiné par pression hydraulique; on y remarque que le confinement améliore grandement la ductilité et la résistance du béton.

Un confinement *passif*, obtenu avec de l'acier d'armature sous forme d'étriers ou de spirales, est utilisé pour les structures en béton. Lorsque le béton est soumis à une charge de compression, il se déforme latéralement et vient se buter contre l'acier d'armature. Celui-ci, par réaction, induit dans le béton une pression de confinement qui croît avec l'augmentation de la charge axiale. On calcule la pression de confinement, f_{ℓ} , par équilibre des forces agissant sur le noyau; ainsi pour une section carrée :

$$f_{\ell} = \frac{f_{hcc}A_{sh}}{sc} \quad (1.2)$$

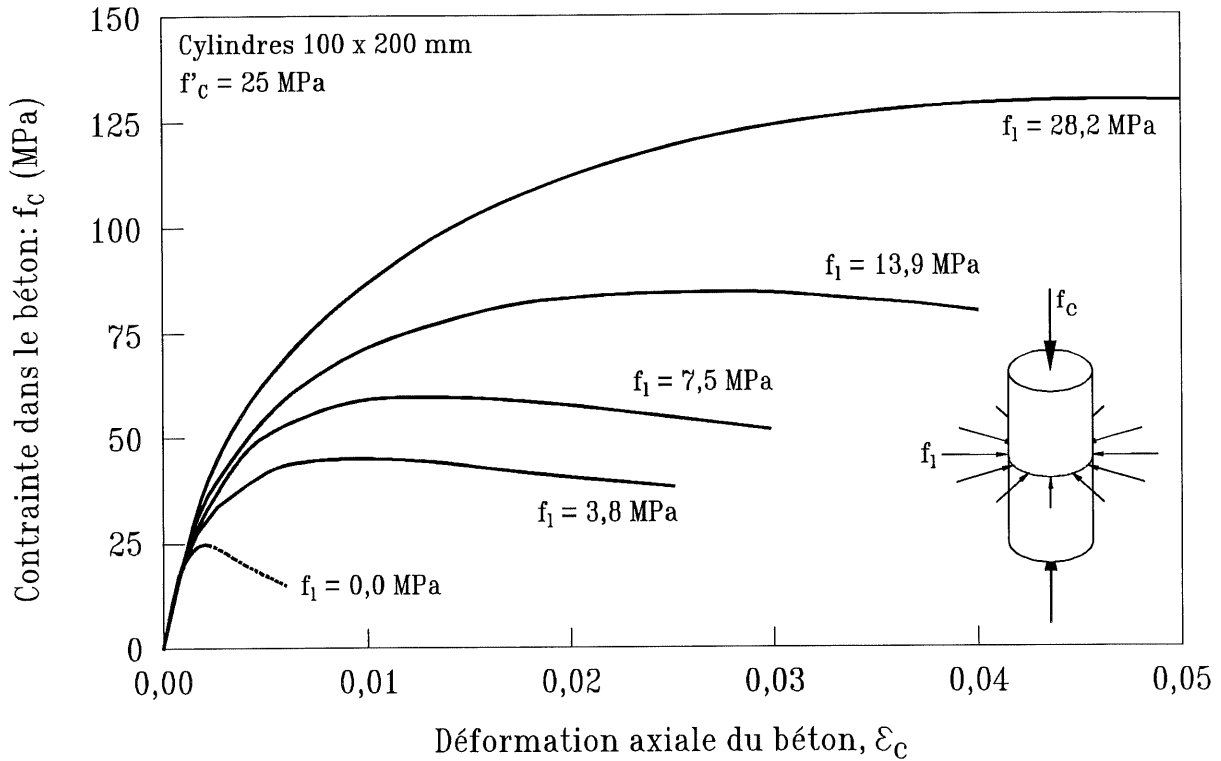


Figure 1.2 Effet de la pression de confinement

où f_{hec} est la contrainte dans l'acier d'armature transversale à la résistance maximale du béton confiné, A_{sh} est la section transversale totale de l'armature latérale perpendiculaire à une direction principale, s représente l'espacement des étriers, et c est la dimension du noyau de béton délimitée par le centre de l'étrier périphérique.

1.2.1 Modèle de Cusson et Paultre

Cusson et Paultre (1993) ont développé un modèle pour prédire le comportement du béton confiné. Ce modèle a été calibré sur des poteaux en béton à haute performance soumis à un chargement concentrique. Il utilise un estimé de la contrainte dans les étriers pour le calcul de la pression de confinement.

Pression de confinement effective

La pression de confinement, f_ℓ , induite par les étriers, est appliquée à sa pleine valeur seulement dans le voisinage immédiat des étriers. La section de béton effectivement confinée est délimitée par des arches qui se forment horizontalement entre les barres longitudinales

et verticalement entre les étriers. Le coefficient d'efficacité de confinement, K_e , est égal au rapport entre la section effectivement confinée et la section nominale de béton confiné. L'expression de K_e présentée à l'équation (1.3) est telle que modifiée par Mander et coll. (1988), à partir du concept développé par Sheikh et Uzumeri (1982).

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6c_x c_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_y}\right)}{(1 - \rho_c)} \quad (1.3)$$

où $\sum w_i^2$ est la somme des carrés des espacements entre les barres longitudinales adjacentes dans une section rectangulaire, s' représente l'espacement face-à-face des étriers, c_x et c_y sont les dimensions du noyau de béton confiné, et ρ_c est le pourcentage volumique d'armature longitudinale dans le noyau de béton.

La pression effective de confinement appliquée sur la section nominale de béton confinée, $f_{\ell e}$, peut s'écrire comme suit pour une section carrée :

$$f_{\ell e} = \frac{K_e f_{hcc} A_{sh}}{s_c} \quad (1.4)$$

Indice de confinement effectif

Razvi et Saatcioglu (1994) ont signalé que des poteaux en béton ordinaire et en béton à haute performance (BHP) affichaient la même ductilité si l'indice de confinement, τ , était gardé constant. Ce facteur, présenté à l'équation (1.5), tient compte de la pourcentage volumique d'armature transversale, ρ_s , de la limite élastique de l'acier transversal, f_{yh} et de la résistance du béton, f'_c .

$$\tau = \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (1.5)$$

Cependant, si un acier possédant une limite élastique élevée est utilisé, la pleine capacité des étriers pourrait ne pas être développée. L'indice de confinement surestimera alors la ductilité du poteau. Cusson et Paultre (1993) ont proposé d'utiliser l'indice de confinement effectif qui tient compte de l'efficacité du confinement et de la contrainte réelle dans les étriers. L'indice de confinement effectif, I_c , est égal au rapport entre la pression effective de confinement, $f_{\ell e}$, et la résistance du béton non confiné dans la membrure, f_{co} , soit :

$$I_c = \frac{f_{\ell e}}{f_{co}} \quad (1.6)$$

Calcul de la contrainte dans les étriers

Afin de calculer la contrainte dans les étriers lorsque le béton confiné atteint sa résistance maximale, Cusson et Paultre ont proposé une méthode itérative. Cette méthode utilise le principe de la compatibilité des déplacements pour estimer la déformation dans les étriers. Cette déformation est alors donnée par :

$$\varepsilon_{hcc} = \nu \varepsilon_{cc} - \frac{(1 - \nu) f_{\ell e}}{E_{sec}} \quad (1.7)$$

où ε_{hcc} est la déformation de l'acier d'armature transversale correspondant à f_{hcc} , ν est le coefficient de Poisson du béton, ε_{cc} est la déformation axiale du béton confiné correspondant à f_{cc} , et E_{sec} représente le module sécant du béton confiné à la contrainte maximale.

En utilisant une valeur du coefficient de Poisson de 0,5 à la contrainte maximale du béton confiné et en simplifiant, ils obtiennent l'équation suivante :

$$\varepsilon_{hcc} = 0,5 \varepsilon_{cc} \left(1 - \frac{f_{\ell e}}{f_{cc}} \right) \not\geq \varepsilon_y \quad (1.8)$$

où ε_y est la limite élastique de l'armature transversale.

Cette expression a trois inconnues : la pression de confinement effective, $f_{\ell e}$, la résistance maximale du béton confiné, f_{cc} , et la déformation correspondante, ε_{cc} , qui dépendent toutes de f_{hcc} . La contrainte dans les étriers peut cependant être déterminée en utilisant la procédure itérative suivante :

1. Calculer la pression de confinement effective, $f_{\ell e}$, avec la contrainte $f_{hcc} = f_{yh}$ dans les étriers en utilisant les équations (1.3) et (1.4);
2. Estimer la contrainte axiale maximale du béton confiné, f_{cc} , et la déformation axiale correspondante, ε_{cc} , en utilisant les équations empiriques proposées par Cusson et Paultre. Ces équations permettent de calculer f_{cc} et ε_{cc} en fonction de l'indice de confinement effectif. La contrainte maximale du béton confiné est donnée par :

$$f_{cc} = f_{co} \left[1,0 + 2,1 \left(\frac{f_{\ell e}}{f_{co}} \right)^{0,7} \right] \quad (1.9)$$

La déformation correspondante est calculée en utilisant l'expression suivante :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 0,21 \left(\frac{f_{\ell e}}{f_{co}} \right)^{1,7} \quad (1.10)$$

où ε_{co} est la déformation axiale du béton correspondant à f'_c .

3. Estimer la déformation des étriers, ε_{hec} , avec l'équation (1.8).
4. Trouver la contrainte résultante dans les étriers, f_{hec} , connaissant la courbe contrainte-déformation de l'acier des étriers.
5. Recalculer la pression de confinement effective, f_{le} , avec la nouvelle valeur de la contrainte f_{hec} dans les étriers, si $f_{hec} < f_{yh}$.
6. Répéter les étapes 2 à 5 jusqu'à convergence.

Courbe contrainte-déformation

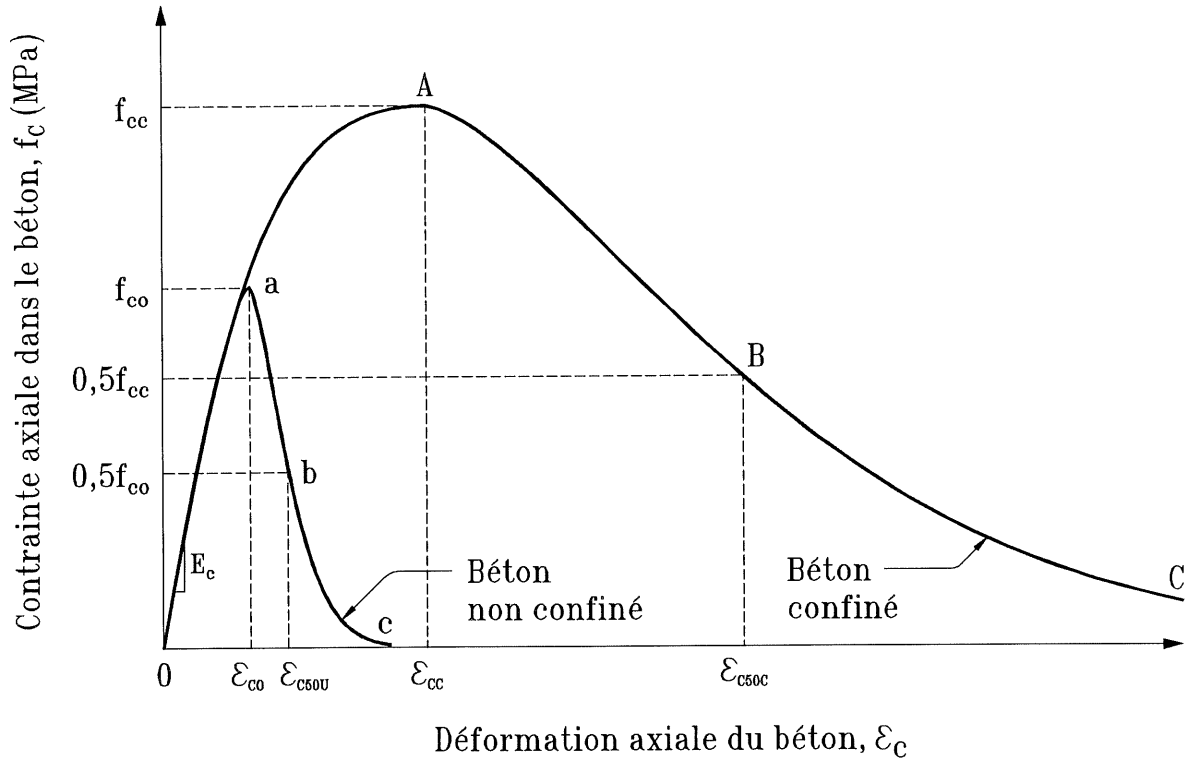


Figure 1.3 Modèle de Cusson et Paultre pour le béton à haute performance

La courbe contrainte-déformation proposée par Cusson et Paultre pour le béton à haute performance est montrée à la figure 1.3. La partie ascendante (OA) est décrite par :

$$f_c = f_{cc} \left[\frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})}{k-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^k} \right] \quad , \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (1.11)$$

$$k = \frac{E_c}{E_c - (f_{cc}/\varepsilon_{cc})} \quad (1.12)$$

où f_c et ε_c sont respectivement la contrainte et la déformation dans le béton, et E_c est le module sécant du béton. Le facteur k contrôle la pente et la courbure de la partie ascendante. Un coefficient k grand permettra d'obtenir une courbe quasi linéaire qui correspond au comportement des BHP. Cette expression pour la partie ascendante a originalement été proposée par Popovics (1973) pour du béton non confiné.

La partie descendante (AC) de la courbe est une adaptation d'une relation proposée par Fiftis et Shah (1985) :

$$f_c = f_{cc} \cdot \exp \left[k_1 (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2} \right] \quad , \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad (1.13)$$

$$k_1 = \frac{\ln(0,5)}{(\varepsilon_{C50C} - \varepsilon_{cc})^{k_2}} \quad (1.14)$$

$$k_2 = 0,58 + 16 \left(\frac{f_{\ell e}}{f_{co}} \right)^{1,4} \quad (1.15)$$

Les facteurs k_1 et k_2 affectent respectivement la courbure et la pente de la partie descendante. La déformation axiale du béton confiné lorsque la contrainte égale 50 % de f_{cc} , ε_{C50C} , est déterminée en utilisant l'équation (1.16). Si la déformation axiale du béton non confiné lorsque la contrainte diminue à $0,5f'_c$, ε_{C50U} , n'est pas connue, une valeur de 0,004 peut être utilisée.

$$\varepsilon_{C50C} = \varepsilon_{C50U} + 0,15 \left(\frac{f_{\ell e}}{f_{co}} \right)^{1,1} \quad \text{avec} \quad f_{hcc} = f_{yh} \quad (1.16)$$

1.2.2 Modèle de Park, Priestley et Gill

La figure 1.4 montre la courbe contrainte-déformation du béton confiné selon le modèle de Park, Priestley et Gill (1982). Ce modèle a été développé pour des sections construites en utilisant du béton ordinaire. La contrainte maximale dans le béton confiné est égale à Kf'_c . Le paramètre K est obtenu en utilisant l'équation suivante :

$$K = 1 + \frac{\rho'_s f_{yh}}{f'_c} \quad (1.17)$$

où ρ'_s est le pourcentage volumique d'étriers rectangulaires dans le noyau de béton délimité par l'extérieur de l'étrier périphérique.

La partie ascendante (AB) de la courbe (Fig. 1.4) est définie par :

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{K\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{K\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (1.18)$$

La partie descendante (BC) de la courbe est évaluée en utilisant :

$$f_c = K f'_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - K\varepsilon_{co})] \geq 0,2K f'_c \quad (1.19)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho'_s \sqrt{\frac{h''}{s}} - K\varepsilon_{co}} \quad (1.20)$$

où h'' est la dimension latérale du noyau de béton délimité par l'extérieur de l'étrier périphérique.

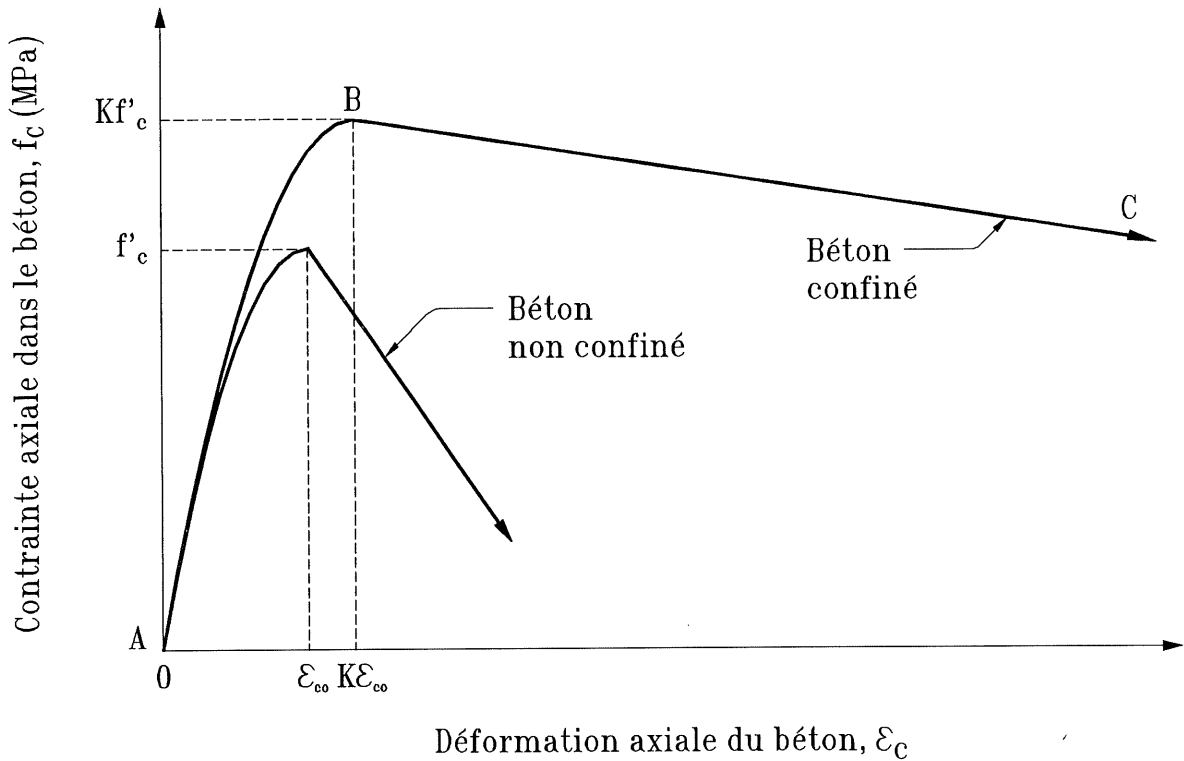


Figure 1.4 Modèle de Park, Priestley et Gill

1.3 Comportement des poteaux en béton armé

1.3.1 Facteurs influençant la ductilité des poteaux

Le niveau de chargement axial

Une augmentation de la charge axiale, sur une membrure soumise à un effort axial et à un moment de flexion, augmentera la contribution du béton dans le mécanisme de rupture.

Une rupture fragile se produira alors par écrasement du béton plutôt que par plastification de l'acier. L'augmentation de la charge axiale entraîne donc une baisse de la ductilité des poteaux. Ce phénomène a été observé expérimentalement par plusieurs chercheurs.

Sheikh et Khoury (1993) ont testé des poteaux en béton de 30 MPa sous différents niveaux de chargement axial. Ils ont comparé le comportement de deux spécimens identiques armés avec $\rho_s = 1,68\%$ et testés sous des charges axiales de $0,6A_gf'_c$ et $0,77A_gf'_c$. La section testée à 60 % de $A_gf'_c$ a permis d'obtenir une ductilité sectionnelle de 19,0 tandis que celle testée à 77 % de $A_gf'_c$ n'a permis d'obtenir qu'une ductilité de 12,0. Ils ont aussi observé qu'une section testée à 77 % de $A_gf'_c$ a atteint le même niveau de ductilité qu'une section contenant 28 % moins d'acier transversal et testée à 60 % de $A_gf'_c$.

Légeron (1995) a testé six poteaux en béton à haute performance. En comparant trois sections identiques en béton de 100 MPa armées avec $\rho_s = 1,96\%$, il obtient des ductilités $\mu_{\Delta I}$ de 4,4, 2,3 et 1,6 sous des charges axiales de $0,14A_gf'_c$, $0,26A_gf'_c$ et $0,37A_gf'_c$. Des résultats similaires ont été obtenus pour des sections armées avec $\rho_s = 4,26\%$.

Ces résultats révèlent que le niveau de chargement axial est un paramètre qui devrait être considéré lors de la détermination de la quantité d'armature de confinement à utiliser. Comme on le verra à la section 1.3.2, le Code néo-zélandais, contrairement aux Codes canadien et américain, inclut la charge axiale dans les équations déterminant la quantité d'acier transversale à utiliser.

La résistance du béton

En observant les courbes contrainte-déformation des bétons à haute performance illustrées à la figure 1.5, on remarque que plus la résistance augmente, plus la courbe descendante devient abrupte. On peut donc s'attendre à observer un comportement plus fragile des poteaux en béton à haute performance. De plus, à cause de la plus faible expansion latérale des BHP, l'acier transversal serait sollicité plus tardivement, ce qui entraînerait une diminution de l'efficacité du confinement.

Sheikh, Shah et Khoury (1994) ont observé que pour une charge axiale $P/A_gf'_c$ constante, les poteaux en BHP présentaient une ductilité inférieure à ceux construits en béton ordinaire. L'augmentation de la résistance de 33 à 54 MPa a entraîné une baisse de la ductilité structurale de l'ordre de 30 %.

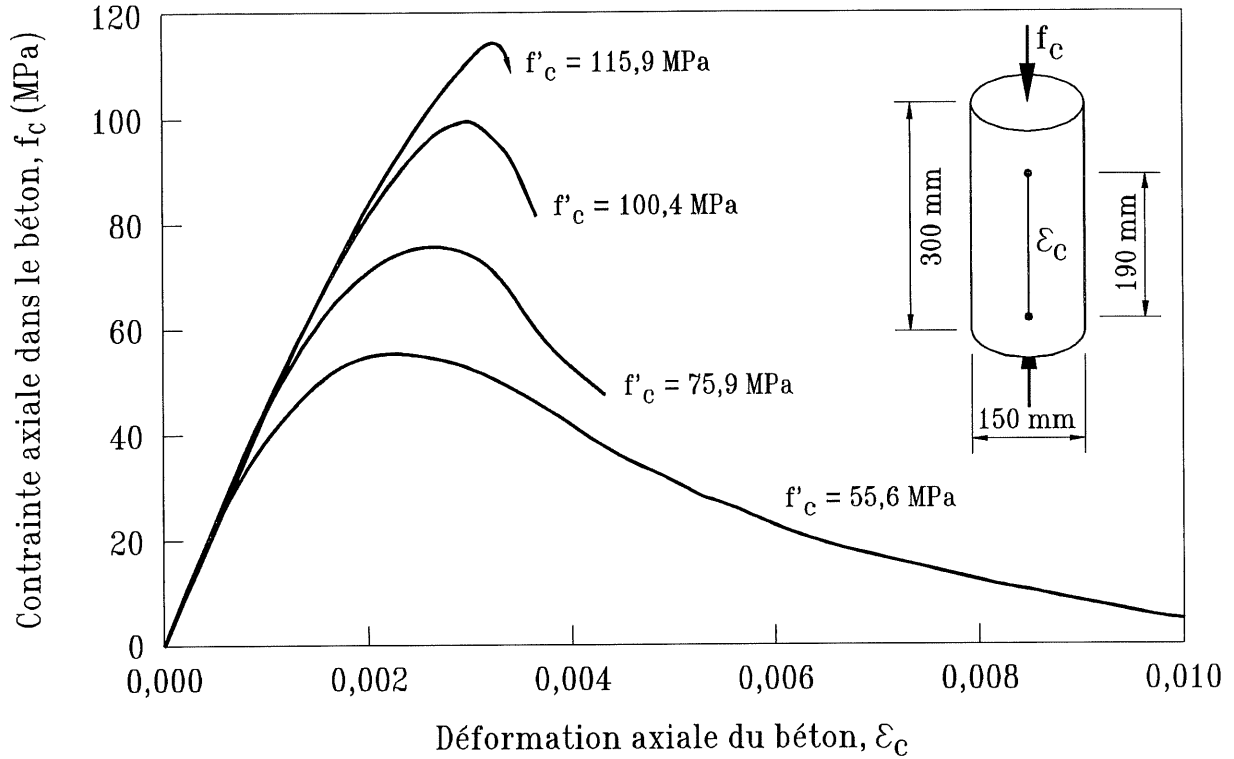


Figure 1.5 Courbes contrainte-déformation pour des bétons de différentes résistances

En comparant deux paires de poteaux construits avec du béton de 50 et 100 MPa, Aziznamini et coll. (1994) ont observé que le déplacement maximal du poteau de 100 MPa était d'environ 25 % inférieur à celui du poteau construit avec du béton moins résistant. Cependant, en comparant la ductilité calculée en utilisant le déplacement élastique Δ_y , corrigé en fonction des résultats expérimentaux, ils arrivèrent à la conclusion qu'une augmentation de f'_c n'entraînait pas nécessairement une diminution de la ductilité. Le faible niveau de charge axiale utilisé ($0,20P_0$) pourrait être à l'origine de cette conclusion. Aziznamini, Paultre et Saatcioglu (1994), dans leur état des connaissances sur les poteaux en BHP, notent que lorsque soumis à une charge axiale inférieure à 20 % de la capacité du poteau, P_0 , les poteaux en BHP se comportent de façon satisfaisante. Pour des charges axiales supérieures à $0,40P_0$, la quantité d'acier utilisée devrait être supérieure à celle exigée par le Code ACI 318-89 afin d'obtenir une ductilité adéquate.

La quantité volumique d'acier transversal

La quantité volumique d'acier transversal est définie par :

$$\rho_s = \frac{V_{sh}}{sA_{ch}} \quad (1.21)$$

où V_{sh} est le volume d'acier transversal compris dans l'espacement s , et A_{ch} est la dimension du noyau de béton délimitée par le centre de l'étrier périphérique.

Une augmentation de la quantité d'acier transversal se traduit par un confinement plus efficace de la section de béton et conduit à une ductilité accrue. Sheikh et Khoury (1993) ont observé qu'une augmentation de la quantité d'acier transversal entraînait une augmentation de la ductilité des poteaux. Ils ont obtenu des ductilités sectionnelles, μ_ϕ , à 80 % de M_{max} de 12,0, et de 17,0 pour des spécimens confinés avec respectivement $\rho_s = 1,68\%$ et $\rho_s = 3,06\%$. Les essais ont été réalisés sur du béton de 30 MPa. Azizinamini et coll. (1994) sont arrivés à la même conclusion pour des bétons de 50 et de 100 MPa.

L'espacement des étriers

L'espacement des étriers et la quantité d'acier transversal sont reliés entre eux si des barres de diamètres constants sont utilisées. Une diminution de l'espacement se traduit directement par une augmentation de ρ_s . Dans le but d'isoler l'influence de l'espacement, Cusson et Paultre (1992) ont réalisé des essais en variant le diamètre des barres pour garder la valeur de ρ_s constante. Ils ont observé qu'une diminution de l'espacement menait à un confinement plus efficace de la section de béton et à une augmentation de la ductilité axiale. Les étriers jouent aussi un rôle dans la prévention du flambage des barres longitudinales. Un espacement trop grand des étriers pourrait conduire au flambage des barres longitudinales et à une rupture prématurée du poteau.

La résistance de l'acier

La limite élastique des étriers fixe la limite supérieure de la pression de confinement pouvant être exercée sur le béton. L'utilisation d'acier à haute résistance devrait donc permettre d'atteindre un meilleur confinement et ainsi améliorer la ductilité des poteaux. En plus de sa limite élastique élevée, l'acier à haute résistance présente, comme le montre les courbes de la figure 2.3, une courbe contrainte-déformation ne possédant pas un plateau plastique bien défini. Cette caractéristique fera en sorte que la pression de confinement sera croissante même après la plastification de l'acier et ce, jusqu'à la rupture du poteau.

Cusson et Paultre (1992) ont observé que l'utilisation d'acier possédant une limite élastique élevée ($f_{yh} = 700$ MPa) entraînait une augmentation de la ductilité axiale des poteaux et une augmentation de la résistance pour des spécimens très confinés. L'augmentation de

la ductilité observée serait fonction du degré de confinement, les spécimens les plus armés montrant les plus fortes augmentations.

Plusieurs auteurs ont cependant noté que la pleine résistance de l'acier à haute limite élastique pouvait ne pas être développée pour de faibles niveaux de chargement axial, pour des résistances élevées du béton, ou pour de faibles quantités d'acier transversal.

Azizinamini et coll. (1994) ont comparé le comportement de deux poteaux construits avec du béton de 102 MPa et avec des étriers possédant des limites élastiques de 414 et de 818 MPa. Ils n'ont pas observé d'amélioration de la ductilité pour le spécimen armé avec de l'acier à haute résistance. Les spécimens ont été testés sous un faible niveau de chargement axial ($0,2P_0$), ce qui pourrait expliquer leur observation. Ils notent que l'utilisation de l'acier à haute résistance permet d'augmenter l'espacement des étriers tout en respectant les critères du Code ACI 318-89. Cependant, un espacement trop grand pourrait causer le flambage prématuré des barres longitudinales.

Pour un poteau faiblement confiné, les résultats de Cusson et Paultre (1992) ont démontré que la contrainte développée dans les étriers était de 42 % de la limite élastique pour l'acier ordinaire, et de 28 % pour l'acier à haute résistance. Pour le poteau le plus confiné, la plastification a été atteinte dans les étriers fabriqués d'acier ordinaire, et 90 % de la limite élastique a été développée dans ceux fabriqués d'acier à haute résistance. Ces résultats montrent que la quantité d'armatures transversales utilisée a une influence sur les contraintes pouvant être effectivement développées.

1.3.2 Dimensionnement de l'armature transversale

L'armature transversale dans les poteaux en béton armé exerce trois fonctions principales : (i) résistance aux efforts tranchants, (ii) soutien des barres longitudinales pour les empêcher de flamber et (iii) confinement du béton.

Pour la conception de poteaux devant résister à des efforts sismiques, les Codes canadien (CSA A23.3-94) et américain (ACI 318-89) utilisent la même approche. La quantité d'acier de confinement est déterminée de façon à ce que le gain de résistance dû au confinement compense pour la perte de capacité causée par la rupture du recouvrement. Les équations ont été développées à partir d'essais réalisés sur du béton possédant une résistance inférieure à 40 MPa et de l'acier de 400 MPa. Ces équations doivent donc être utilisées avec précaution pour des matériaux possédant des résistances plus élevées.

Pour des sections rectangulaires, le Code canadien exige que la section transversale totale de l'armature latérale perpendiculaire à la direction considérée soit supérieure à :

$$A_{sh} = 0,3sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (1.22)$$

$$A_{sh} = 0,09sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (1.23)$$

où h_c est la dimension latérale du noyau de béton délimitée par le centre de l'étrier périphérique, et A_g est la section transversale totale du poteau.

De plus, dans le but d'offrir un support adéquat aux barres longitudinales, l'espacement des étriers ne doit pas être supérieur à :

- (i) 1/4 de la plus petite dimension de l'élément;
- (ii) 100 mm;
- (iii) six fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale.

Les étriers utilisés dans une conception parasismique doivent posséder des crochets repliés à 135°. Ces crochets doivent être ancrés dans le béton confiné à une profondeur d'au moins six fois le diamètre des étriers sans être inférieure à 100 mm.

Les équations (1.22) et (1.23) ne sont pas fonction du niveau de chargement axial qui, comme l'ont signalé plusieurs chercheurs, a un effet sur la ductilité des poteaux. Il importe donc de définir de nouveaux critères pour la détermination de l'acier transversal qui soient fonction de la charge appliquée et de la ductilité recherchée.

Le Code néo-zélandais utilise des équations qui tiennent compte de la charge axiale et de la ductilité souhaitée afin de déterminer la quantité d'acier de confinement à utiliser. Ces équations ont été développées par Watson, Zahn et Park (1994). Pour le confinement par étriers rectangulaires, l'équation est la suivante :

$$A_{sh} = \frac{1}{111} \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 33 \frac{A_s}{A_g} \frac{f_y}{0,85f'_c} + 22 \right) sc \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yh}} \frac{P}{\phi_c A_g f'_c} - 0,006sc \quad (1.24)$$

où ϕ_u et ϕ_y sont respectivement les courbures ultime et élastique du poteau, A_s est la section transversale totale de l'armature longitudinale, f_y est la limite élastique de l'armature longitudinale, P représente la charge axiale supportée par le poteau, et ϕ_c est le coefficient de tenue du béton. Le rapport ϕ_u/ϕ_y est égal à 20 pour des poteaux faisant partie de cadres ductiles, et à 10 pour les poteaux de cadres à ductilité nominale.

Comme plusieurs auteurs l'ont observé, la plastification des étriers en acier à haute résistance n'est pas nécessairement atteinte lors des essais. C'est particulièrement le cas pour des poteaux soumis à de faibles charges axiales, des poteaux faiblement confinés, ou des poteaux construits avec du béton possédant une résistance élevée. Il serait donc souhaitable d'utiliser la contrainte réelle dans l'acier lors de l'utilisation des équations servant à déterminer la quantité d'armature de confinement.

1.3.3 Paramètres de ductilité

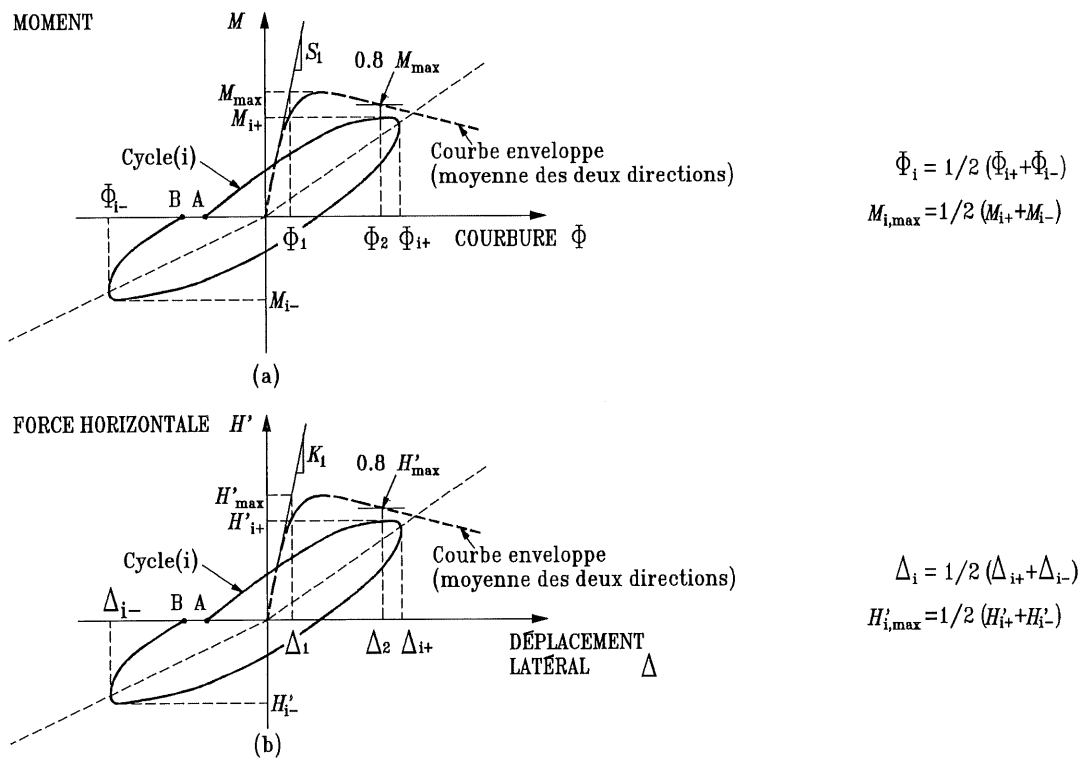


Figure 1.6 Courbes enveloppes

Le facteur le plus important pour qu'une structure se comporte de façon adéquate lors d'un séisme est sa ductilité. La ductilité est la capacité de la section à subir des déformations inélastiques avant sa rupture. Cette capacité de se déformer de façon inélastique peut être évaluée en calculant la ductilité structurale ou sectionnelle de la section testée ou en évaluant l'énergie dissipée au cours des cycles de chargement. Les ductilités sectionnelle et structurale sont évaluées, dans le cadre de ce projet, à partir des termes de la courbe idéalisée suggérée par Park (1989). Le passage d'une courbe cyclique à une courbe monotonique se fait en utilisant la courbe enveloppe moyenne montrée à la figure 1.6.

La courbe idéalisée, telle que suggérée par Park, est illustrée à la figure 1.7. La partie ascendante de la courbe est définie par une droite passant par l'origine et le point de la courbe enveloppe à 75 % de la force ou du moment maximal. La déformation ultime est définie sur la courbe enveloppe lorsque le moment ou la force a subi une diminution de 20 % par rapport à la valeur maximale. Si la rupture ou le flambage d'une barre longitudinale se produit avant ce point, la déformation ultime sera définie en fonction de la rupture ou du flambage.

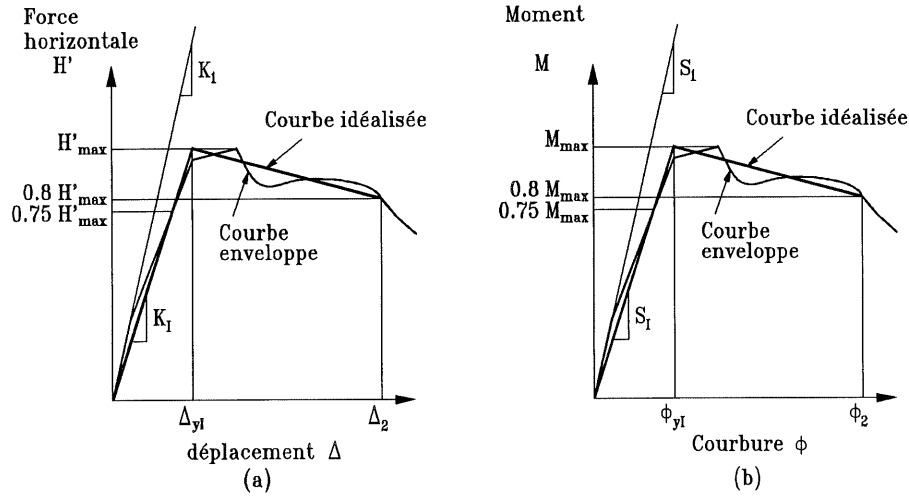


Figure 1.7 Courbes idéalisées

La ductilité structurale des poteaux est définie par :

$$\mu_{\Delta I} = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \quad (1.25)$$

où Δ_2 est le déplacement ultime du sommet du poteau, et Δ_{yI} est le déplacement élastique selon la courbe idéalisée.

La ductilité sectionnelle est donnée par :

$$\mu_{\phi I} = \frac{\phi_2}{\phi_{yI}} \quad (1.26)$$

où ϕ_2 et ϕ_{yI} sont respectivement les courbures ultime et élastique du poteau dans la zone de formation de la rotule plastique.

La capacité de la section à subir des déformations plastiques peut aussi être évaluée en utilisant des paramètres énergétiques. L'énergie hystérétique est définie comme étant l'aire à l'intérieur de la courbe d'hystérésis et correspond à l'énergie dissipée par déformation

inélastique dans le poteau. Tous les paramètres énergétiques seront calculés à partir des courbes force corrigée-déplacement. L'énergie hystérétique est donc égale à :

$$E = \oint H' d\Delta \quad (1.27)$$

où H' représente la force latérale incluant l'effet $P-\Delta$ appliquée au sommet du poteau, et Δ le déplacement du sommet du poteau.

Cette équation ne permet cependant pas de comparer la ductilité d'éléments possédant des résistances différentes. Si l'on compare deux poteaux de résistances différentes possédant la même ductilité, le poteau le plus résistant aura nécessairement dissipé plus d'énergie. Afin de contourner ce problème, on normalise l'énergie hystérétique par le déplacement élastique, Δ_y , et par la force élastique, H'_y . On obtient alors l'indice de dommage qui est sans dimension. Celui-ci est défini par :

$$I_d = \frac{E}{H'_y \Delta_y} = \frac{1}{H'_y \Delta_y} \oint H' d\Delta \quad (1.28)$$

On peut obtenir une approximation de l'indice de dommage en calculant l'indice de travail tel que défini par Gosain, Brown et Jirsa (1977). Pour ce faire on utilise les valeurs de la force et du déplacement en bout de cycle. L'équation (1.29) donne la définition de l'indice de travail :

$$I_w = \sum_1^n \frac{H'_n \Delta_n}{H'_y \Delta_y} \quad (1.29)$$

où H'_n et Δ_n sont les moyennes de la force et du déplacement en bout de cycle pour chacune des directions.

1.3.4 Rotule plastique équivalente

Après le début de la plastification des barres longitudinales, la déformation se concentre dans une zone appelée *rotule plastique*. Ainsi, pour un poteau soumis au moment ultime à la base, on obtient une distribution de la courbure telle que montrée à la figure 1.8(c). Pour simplifier les calculs, une longueur de rotule plastique équivalente est définie. La déformation plastique $\phi_p = \phi_u - \phi_y$ est supposée constante sur cette longueur. On obtient alors la distribution de courbure montrée à la figure 1.8(d). À partir des mesures des déplacements et des courbures élastiques et ultimes il est possible d'évaluer la longueur de la rotule plastique équivalente. Les déplacements ultime et élastique sont donnés par :

$$\Delta_2 = \left(\frac{\phi_{yI} \ell}{2} \frac{2\ell}{3} \right) + (\phi_2 - \phi_{yI}) \ell_p (\ell - 0,5\ell_p) \quad (1.30)$$

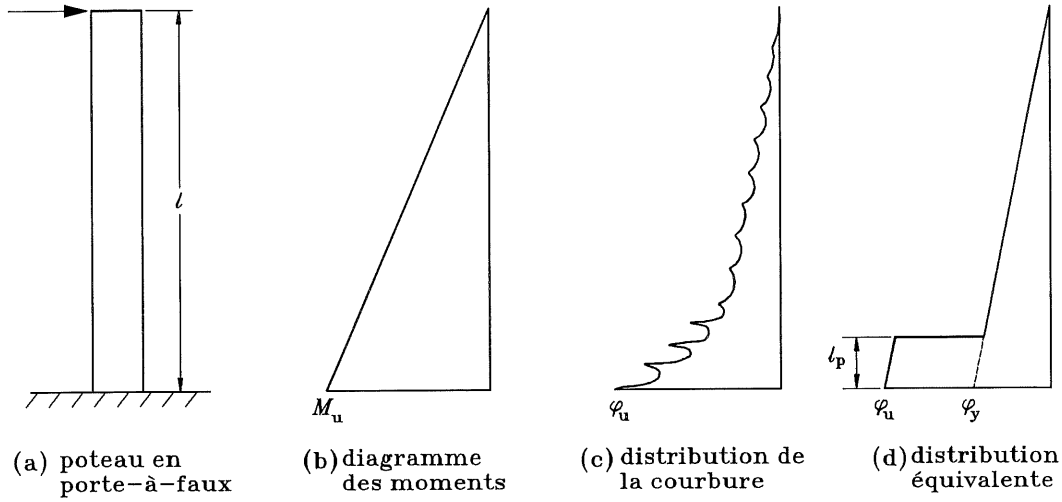


Figure 1.8 Distribution de la courbure

$$\Delta_{yI} = \frac{\phi_{yI} \ell}{2} \frac{2\ell}{3} \quad (1.31)$$

On peut donc écrire la relation (1.32) qui a ℓ_p comme seul inconnue.

$$\Delta_2 - \Delta_{yI} = (\phi_2 - \phi_{yI}) \ell_p (\ell - 0,5\ell_p) \quad (1.32)$$

Paulay et Priestley (1992) ont proposé l'équation empirique suivante pour déterminer la longueur de la rotule plastique équivalente pour un poteau en porte-à-faux :

$$\ell_p = 0,08\ell + 0,022d_b f_y \quad (1.33)$$

où ℓ représente la longueur du poteau, et d_b le diamètre des barres longitudinales. Le terme $0,022d_b f_y$ permet de tenir compte de l'allongement des barres longitudinales à l'intérieur de la base.

1.3.5 Calcul de la réponse par discrétisation par couche

Le calcul de la réponse moment-courbure d'une section peut être réalisé en utilisant la méthode de discrétisation par couche. La section à étudier est divisée en un certain nombre de couches comme le montre la figure 1.9(b). L'algorithme de calcul suivant est ensuite utilisé :

1. Choisir une déformation ε_{sup} pour la fibre extrême comprimée.

2. Supposer une valeur pour la position de l'axe neutre, c .
3. En fonction de la distribution de la déformation fixée par ε_{sup} et c , calculer les contraintes dans l'acier et le béton en utilisant les courbes contrainte-déformation appropriées.
4. Calculer les résultantes du moment et de la charge axiale.
5. Modifier la valeur de c jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint à un degré de précision acceptable.
6. Calculer M , N et ϕ .
7. Incrémentier ε_{sup} et répéter les étapes 2 à 6.

Il est possible, avec cette méthode, d'utiliser des courbes contrainte-déformation différentes pour le béton confiné et le béton de recouvrement.

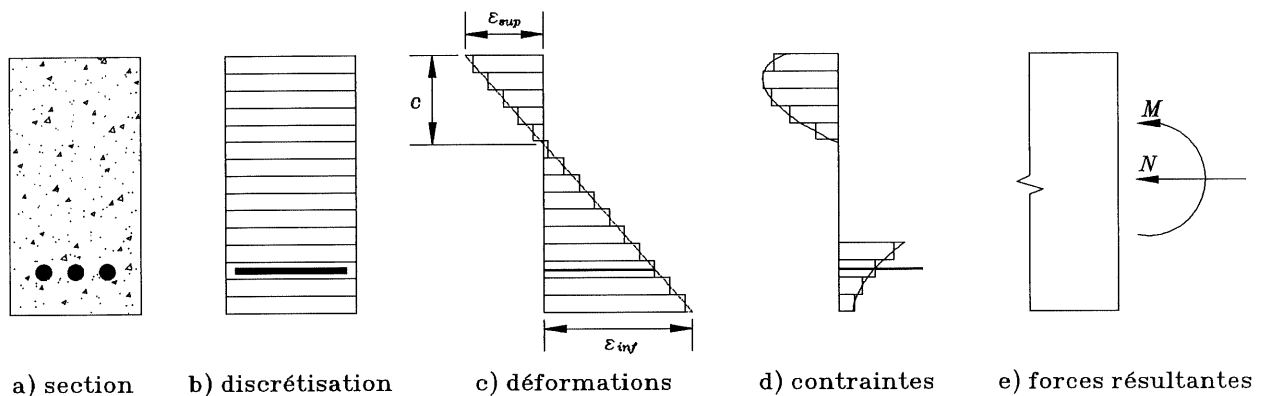


Figure 1.9 Discretisation par couche

1.4 Recherches antérieures

La présente section porte sur une revue des recherches expérimentales relatives au comportement des poteaux en béton à haute performance soumis à une charge axiale constante et à un chargement latéral cyclique. Le tableau 1.1 présente les principaux paramètres décrivant les poteaux étudiés par les différents chercheurs.

Tableau 1.1 Résumé des travaux antérieurs

Références	Nbr. de spécimens	Dimension (mm×mm)	f'_c (MPa)	f_{yh} (MPa)	$P/A_g f'_c$
Azizinamini et coll. (1994)	9	305×305	26-104	414-827	0,19-0,43
Légeron (1994)	6	305×305	92-104	391-418	0,13-0,39
Li (1994)	5†	350×350	93-98	453-1317	0,3-0,6
Sheikh et coll. (1994)	4	305×305	55	464-507	0,60-0,77
Thomsen et Wallace (1994)	12	152×152	67-87	793-1275	0-0,2
Bayrak et Sheikh (1995)	7	305×305	31-102	463-542	0,36-0,50

†nombre de poteaux en BHP testés

Azizinamini et coll. (1994) ont réalisé des essais sur des poteaux de grandes dimensions. Ils ont indiqué que pour une charge axiale égale à 20 % de la capacité du poteau (P_0), l'utilisation de l'acier à haute résistance n'entraînait pas une augmentation de la déflexion maximale pouvant être atteinte par le poteau. Ils ont également observé que pour un échantillon construit avec de l'acier grade 60 (414 MPa), la plastification des étriers s'était produite près de la déflexion maximale. Ils ajoutent donc que l'utilisation d'acier possédant une limite élastique élevée n'aurait eu aucun effet. Ils recommandent que pour des poteaux soumis à une charge axiale inférieure à 20 % de la capacité (P_0), la limite élastique de l'armature transversale soit limitée à 414 MPa. Ils ont également observé que la ductilité des poteaux diminuait avec l'augmentation de la charge axiale.

Légeron (1994) a étudié l'influence du niveau de chargement axial et de l'espacement des étriers sur le comportement des poteaux en BHP. Il arrive à la conclusion qu'une augmentation de l'espacement des étriers diminue la ductilité des poteaux. Le même effet a été observé lorsque la charge axiale était augmentée. Il recommande alors que les codes de dimensionnement tiennent compte du niveau de chargement axial pour le calcul de la quantité d'armature transversale de confinement.

Li (1994) a testé cinq poteaux en BHP soumis à un chargement latéral cyclique et à une charge axiale constante. Il a observé que les poteaux subissaient une perte de résistance à la flexion après l'éclatement du recouvrement. Il recommande que le rapport de la section confinée sur la section brute (A_c/A_g) ne soit pas inférieur à 0,7, afin de limiter cette perte de résistance. Il a noté que la ductilité des poteaux en BHP était moindre que pour des poteaux similaires construits avec du béton conventionnel. Il conclut donc que le béton à haute performance nécessite plus d'acier transversal pour être efficacement confiné. Ceci pourrait être dû à la plus faible expansion latérale des BHP. Cette expansion latérale plus faible pourrait aussi faire en sorte que la limite élastique de l'acier à haute résistance ne soit pas toujours atteinte.

Sheikh et coll. (1994) ont étudié le comportement de quatre poteaux fabriqués avec du béton de 55 MPa. Ils ont observé que la perte de recouvrement était plus importante et plus brusque pour des poteaux construits avec du béton à haute performance que pour des poteaux construits avec du béton conventionnel. Ils ont noté que le BHP pouvait se comporter de façon ductile sous de fortes charges axiales si le béton était adéquatement confiné. Les résultats ont démontré qu'une augmentation de ρ_s améliorait de façon significative le comportement des poteaux. Ils ont également noté que la quantité d'acier transversale nécessaire pour une performance donnée du poteau, sous une charge axiale mesurée comme une fraction de P_0 , était proportionnelle à f'_c .

Thomsen et Wallace (1994) ont testé 12 poteaux de petites dimensions en utilisant comme armature transversale de l'acier de 793 et 1275 MPa. Ils notent que l'utilisation d'acier à haute résistance ne possédant pas de plateau plastique bien défini pourrait être plus efficace que l'utilisation d'acier conventionnel, lorsque les déformations se situent entre ε_y et ε_u . Ils ont conclu que l'utilisation d'acier à haute résistance permettait un plus grand espacement des étriers. Ils ajoutent cependant que le flambage des barres longitudinales devrait être adéquatement contrôlé. Ils ont de plus indiqué que des recherches supplémentaires étaient nécessaires afin de déterminer les contraintes réelles développées dans l'armature transversale. Des essais devraient aussi être réalisés sur des poteaux soumis à une plus grande charge axiale.

Bayrak et Sheikh (1995) ont étudié le comportement de cinq poteaux construits avec du béton de 72 à 102 MPa. Globalement, les poteaux en BHP ont affiché un comportement moins ductile que des poteaux similaires en béton conventionnel. Ils ont noté qu'une augmentation de la charge axiale appliquée sur le poteau réduisait la ductilité. Afin de compenser pour cette baisse de ductilité, une plus grande quantité d'acier de confinement devrait être utilisée.

1.5 Problématique et objectifs

Les développements des dernières années dans le domaine de la technologie du béton ont fait en sorte qu'une nouvelle option se présente à l'ingénieur concepteur : l'utilisation du béton à haute performance. L'utilisation de bétons possédant des résistances allant jusqu'à 120 MPa est maintenant possible dans des applications diverses telles les plates-formes de forage, les ponts et les bâtiments. Les bétons à haute performance possèdent plusieurs avantages par rapport aux bétons conventionnels. Ils sont plus durables, leur faible perméabilité fait en sorte qu'ils résistent mieux aux agressions des cycles de gel et de dégel ainsi qu'aux sels de déglacage. De plus, leur plus grande rigidité permet un meilleur contrôle des déflexions laté-

rales dans les bâtiments multiétagés. Finalement, leur résistance élevée permet de diminuer la section des poteaux afin d'offrir une plus grande surface de plancher aux occupants.

Cependant, l'utilisation des bétons à haute performance accuse un certain retard dans les zones de forte sismicité. Ce retard est dû à l'incertitude qui persiste face au comportement des poteaux en BHP soumis à une charge axiale constante et à un chargement latéral cyclique. Afin de bien se comporter lors d'un séisme, il importe que la structure puisse se déformer de façon ductile. La plupart des codes actuels utilisent la philosophie poteau fort-poutre faible afin de s'assurer que la formation des rotules plastiques se produise dans les poutres. Toutefois, on ne peut complètement se prémunir contre la formation de rotules plastiques dans les poteaux. Les codes incluent donc certains articles nous permettant de s'assurer que les poteaux possèdent un niveau minimal de ductilité. On obtient cette ductilité en confinant le béton à l'aide de spirales ou d'étriers en acier. Puisque les BHP présentent un comportement différent des bétons conventionnels, ils sont notamment moins ductiles et plus difficiles à confiner, les règles énoncées dans les codes pour le béton conventionnel ne peuvent plus s'appliquer intégralement.

Un problème relié à l'utilisation des BHP réside dans le fait qu'une grande quantité d'armatures transversales soit nécessaire pour confiner adéquatement le béton. Ceci conduit à l'engorgement des poteaux et à une mise en place difficile du béton. Une alternative envisagée serait d'utiliser, pour l'armature transversale, de l'acier possédant une limite élastique plus élevée que celle de l'acier conventionnel. L'augmentation de la résistance de l'acier pourrait permettre de réduire la quantité d'acier nécessaire pour le confinement du béton et ainsi permettre d'augmenter l'espacement des étriers.

Les objectifs principaux de ce projet de recherche sont, premièrement, de vérifier la validité du modèle de Cusson et Paultre pour prédire la sollicitation des étriers dans des membrures soumises à de la flexion. Deuxièmement, de comparer l'indice de confinement et l'indice de confinement effectif, qui utilise une évaluation des contraintes développées dans les étrier. Finalement, d'observer l'effet du niveau de chargement axial, de la résistance des étriers et de la résistance du béton sur la ductilité des poteaux.

Chapitre 2

Programme expérimental

Ce chapitre présente le programme expérimental réalisé lors de ce projet. Les spécimens, l'instrumentation des poteaux ainsi que la procédure utilisée lors des essais y sont décrits. Les résultats obtenus lors des essais de caractérisation des matériaux, acier et béton, sont également présentés.

2.1 Description des spécimens

Six poteaux de grandes dimensions ($305 \times 305 \times 2000$ mm) ont été testés sous un chargement latéral cyclique et un chargement axial constant dans le cadre de ce projet. La figure 2.1 montre la géométrie des poteaux. Ceux-ci comprennent une base en forme de H, d'une épaisseur de 500 mm, qui permet de fixer les poteaux à la dalle d'essais et d'obtenir un encastrement. Tous les poteaux possèdent la même armature longitudinale, soit quatre barres N° 20 dans les coins et des barres N° 15 au centre des faces pour une section d'acier de 2000 mm^2 . La configuration d'étriers utilisée comprend un étrier périphérique entourant les barres de coins et un carré intérieur offrant un soutien aux barres placées au centre des faces. Cette configuration a été utilisée par de nombreux auteurs et porte ici l'identification B. Puisque ce projet fait suite aux travaux de Légeron (1994), les caractéristiques des poteaux testés ont été choisies dans le but de compléter les essais déjà réalisés. Les variables étudiées sont : (i) la résistance en compression du béton, f'_c ; (ii) le niveau de chargement axial, $P/A_g f'_c$; et (iii) la limite élastique des étriers, f_{yh} .

Le tableau 2.1 présente les caractéristiques spécifiées des poteaux. L'identification des spécimens est divisée en trois sections : la première (C80), indique la résistance spécifiée du béton, tandis que la seconde (B60) indique l'espacement centre-à-centre des étriers; le B correspond ici à l'identification de la configuration d'étriers utilisée. La présence d'un H dans cette section dénote l'utilisation d'étriers possédant une limite élastique élevée. La dernière

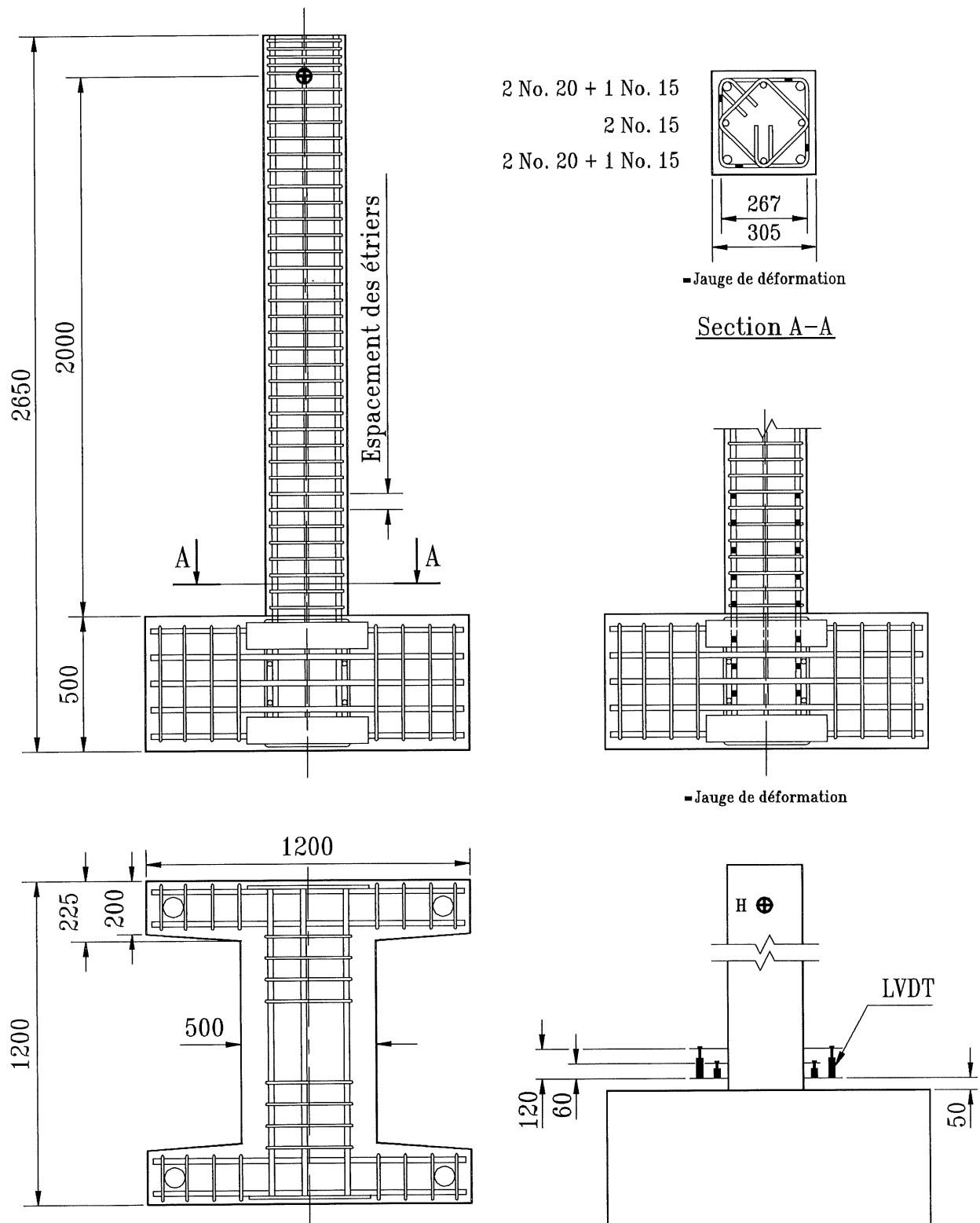


Figure 2.1 Géométrie des spécimens et instrumentation

section (N40) indique le rapport de la charge axiale appliquée sur la résistance de la section brute exprimé en pourcentage. Les spécimens C80B60N40 et C120B60N40, combinés au spécimen C100B60N40 de Légeron, permettent de comparer l'effet de la résistance du béton sur le comportement des poteaux. Afin de comparer l'indice de confinement, τ , et l'indice de confinement effectif, I_c , les spécimens C100BH55N40 et C100BH80N40 ont été construits en utilisant des étriers à haute limite d'élasticité. L'espacement des étriers pour le poteau C100BH55N40 a été choisi afin d'obtenir un indice de confinement effectif s'approchant de celui du poteau C100B60N40 de Légeron. De la même façon, les indices de confinement sont similaires pour les poteaux C100BH80N40 et C100B60N40. Finalement, deux spécimens ont été testés sous un chargement axial égal à 52 % de la résistance de la section brute. Le poteau C100B60N52 permet de compléter la série de Légeron qui a utilisé des chargements de 15, 25 et 40 % de $A_g f'_c$. Le poteau C100BH55N52, construit avec de l'acier à haute limite élastique, possède les mêmes caractéristiques que le poteau C100BH55N40.

Tableau 2.1 Programme expérimental

Spécimen	f'_c (MPa)	s (mm)	ρ_s (%)	f_{yh} (MPa)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	τ	I_c	$\frac{A_{sh}}{A_{sh\ code}} \dagger$
C80B60N40	80	60	4,26	400	0,40	0,213	0,086	1,14
C120B60N40	120	60	4,26	400	0,40	0,142	0,058	0,76
C100BH55N40	100	55	3,30	800	0,40	0,264	0,071	1,41
C100BH80N40	100	80	2,27	800	0,40	0,181	0,031	0,97
C100BH55N52	100	55	3,20	800	0,52	0,264	0,071	1,41
C100B60N52	100	60	4,26	400	0,52	0,170	0,069	0,91
C100B60N40§	98,2	60	4,26	418	0,40	0,181	0,073	0,91

†ratio de l'acier de confinement sur l'acier de confinement exigé par la norme A23.3-94 art. 21.4.4.2b)

§poteau testé par Légeron (1994)

Les poteaux contiennent une quantité d'acier qui varie de 76 à 141 % de la quantité d'acier exigée par le Code canadien (CSA A23.3-94) pour une conception parasismique. Il est à noter que le code actuel ne permet pas l'utilisation de béton ayant une résistance supérieure à 55 MPa dans des éléments devant résister à des efforts sismiques. Les équations du code ont donc été utilisées hors des limites permises afin de calculer la quantité d'acier exigée. En plus des équations permettant de déterminer l'acier de confinement nécessaire, l'article 21.4.4.3a) exige un espacement inférieur au quart de la plus petite dimension de l'élément, soit 76 mm, afin d'offrir un support adéquat aux barres longitudinales.

2.2 Propriétés des matériaux

2.2.1 Béton

Le béton utilisé pour la construction des poteaux a été fabriqué dans les laboratoires de matériaux de l'Université de Sherbrooke. La composition des mélanges utilisés est présentée au tableau 2.2. La pierre concassée, d'origine calcaire, utilisée pour ce projet avait un diamètre maximal de 10 mm. Un affaissement de 200 mm était recherché pour tous les mélanges pour permettre une bonne mise en place du béton au travers des cages d'armature très denses. Trois gâchées de béton ont été nécessaires pour la construction de chaque poteau. Les deux premières permettaient de remplir la base jusqu'à une hauteur de 75 mm sous le poteau. La troisième gâchée servait à remplir le poteau et à confectionner les échantillons pour la caractérisation du béton. Les poteaux ont été décoffrés après 24 h et mûris 28 jours en les enveloppant de jute humide recouverte de plastique. Après 28 jours, les poteaux ont été laissés à l'air libre jusqu'au moment des essais. Les échantillons, poutres et cylindres, étaient conservés à la base des poteaux et ont subi le même mûrissement que ceux-ci.

Tableau 2.2 Composition des bétons

Résistances spécifiées	80 MPa	100 MPa	120 MPa
Eau	146 kg	119 kg	111 kg
Ciment, type 10-SF	435 kg	540 kg	—
Ciment, type 30	—	—	495 kg
Fumée de silice	(32,6 kg)†	(40,5 kg)†	55,0 kg
Sable	790 kg	720 kg	700 kg
Pierre concassée	1100 kg	1100 kg	1100 kg
Superplastifiant	7,9 L	18,9 L	30 L
Retardateur	—	750 mL	1200 mL

†quantité de fumée de silice incluse dans le ciment de type 10-SF

Le tableau 2.3 présente les propriétés du béton frais et durci pour chacun des poteaux. L'âge indiqué dans le tableau correspond à l'âge du béton lors de la première journée d'essais. Les propriétés du béton durci, à l'exception du module de rupture, f_{cr} , ont été déterminées à partir d'essais réalisés sur des cylindres de 150×300 mm. Le module élastique est calculé à partir de la courbe contrainte-déformation du béton et correspond à la pente de la droite passant par l'origine et le point à $0,4f'_c$. Les valeurs de ε_{co} et de ε_{C50U} sont aussi déterminées à partir de la courbe contrainte-déformation et correspondent respectivement à la déformation à f'_c et à la déformation à $0,5f'_c$ sur la courbe descendante. Le module de rupture a été calculé à partir de cinq essais sur des poutres de 100×100×400 mm. La figure 2.2 présente

des courbes contrainte-déformation typiques pour les différents bétons.

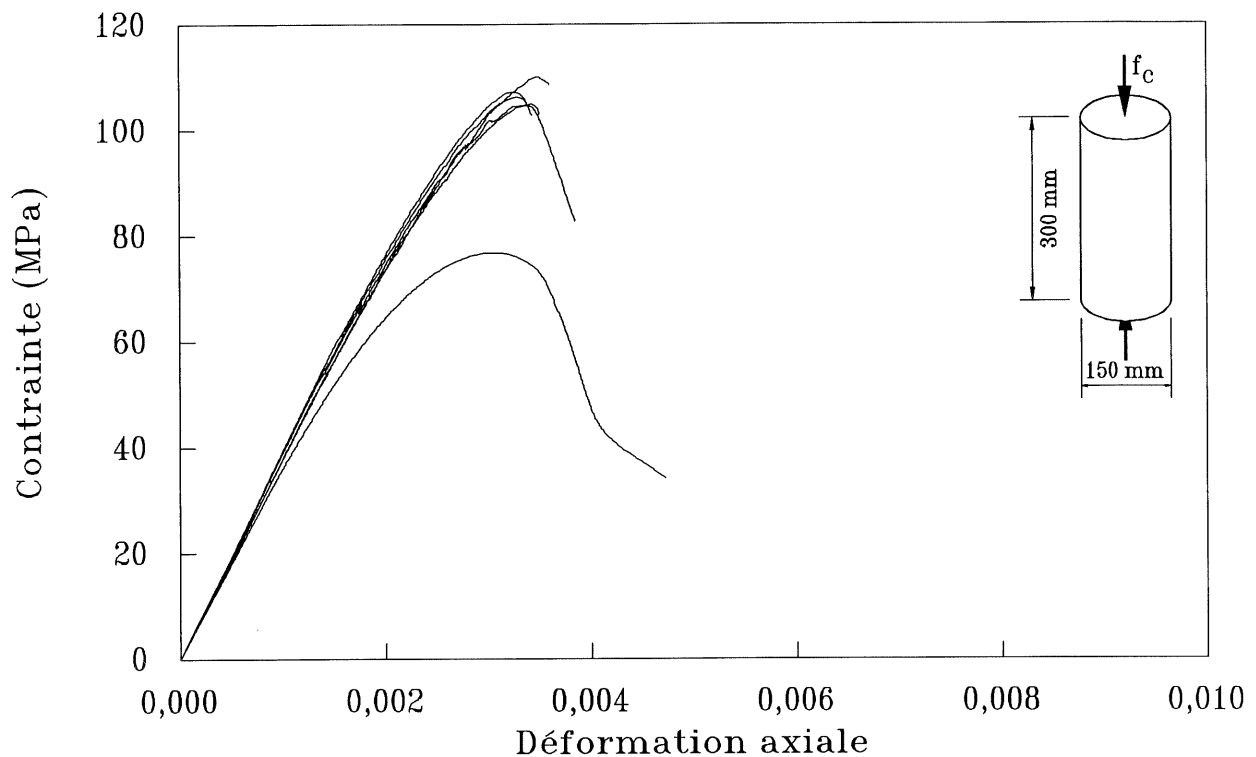


Figure 2.2 Courbes contrainte-déformation typiques des bétons testés

Tableau 2.3 Propriétés des bétons frais et durcis

Spécimen	C80B60N40	C120B60N40	C100BH55N40	C100BH80N40	C100BH55N52	C100B60N52
Affaissement (mm)	190	180	190	250	210	200
Air (%)	1,2	2,2	2,0	1,8	2,6	2,2
M.V. (kg/m ³)	2490	2530	2540	2540	2530	2550
f'_c (MPa)	78,7	109,2	109,5	104,2	104,5	109,4
E_c (MPa)	35760	38240	39570	39330	38090	39180
ε_{co}	0,0030	0,0035	0,0033	0,0033	0,0034	0,0033
ε_{C50U}	0,0044	—	—	—	—	—
f_{cr} (MPa)	6,96	8,73	9,34	8,87	7,29	8,13
Age (j)	133	82	86	81	54	67

2.2.2 Acier

Les étriers utilisés pour ce projet possèdent des crochets repliés à 135° ancrés dans le béton confiné sur une longueur de 100 mm. Cette longueur respecte l'exigence du Code canadien qui

est de six fois le diamètre des étriers sans être inférieure à 100 mm. L'armature longitudinale ainsi que les étriers possédant une limite d'élasticité de 400 MPa ont été réalisés en utilisant des barres crénelées. Les étriers à haute limite d'élasticité ont été construits à partir de barres lisses de 9,5 mm de diamètre. Les caractéristiques mécaniques des aciers ont été déterminées à partir de deux ou trois essais sur des échantillons de 600 mm et sont présentées au tableau 2.4. Les courbes contrainte-déformations des différentes barres d'acier testées sont présentées à la figure 2.3. Pour les aciers ne présentant pas un plateau plastique bien défini, la limite élastique est déterminée en prenant l'intersection de la courbe contrainte-déformation et de la pente élastique décalée de 0,2 %. La limite élastique des aciers à haute limite d'élasticité ainsi que des barres No 10 du lot 2 a été déterminée selon cette définition. Deux lots d'acier ont été utilisés pour construire les spécimens et leur distribution dans les différents poteaux est présentée au tableau 2.5.

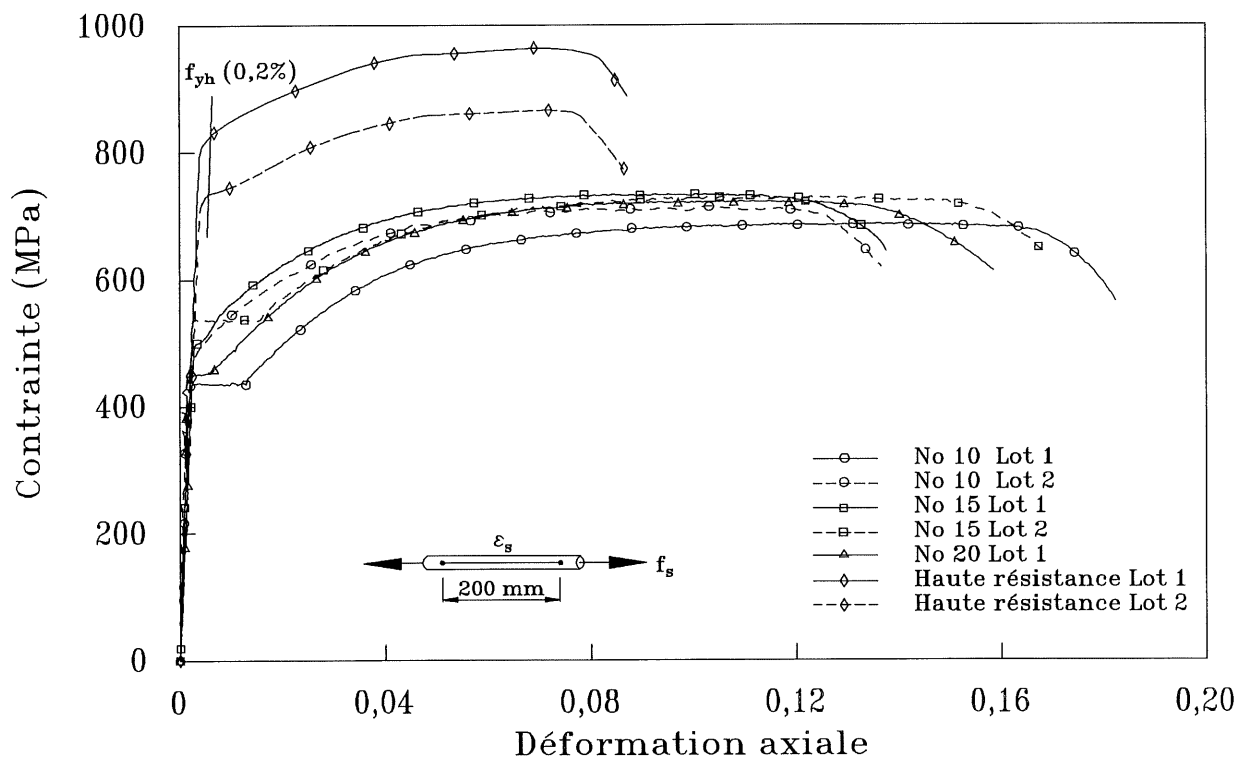


Figure 2.3 Courbes contrainte-déformation typiques des aciers

2.3 Instrumentation

Le déplacement horizontal de la tête du poteau a été mesuré à l'aide de deux LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*). Le premier était situé à l'intérieur du vérin et le second

Tableau 2.4 Caractéristiques mécaniques des aciers

Barre	Lot	d_b (mm)	f_y (MPa)	ε_y	ε_{sh}	f_u (MPa)	ε_u
N° 10	1	11,3	438	0,0022	0,0123	689	0,136
N° 15	1	16,0	499	0,0025	0,0038	734	0,094
N° 20	1	19,5	446	0,0022	0,0064	719	0,106
HR§	1	9,5	825†	0,0061†	—	960	0,062
N° 10	2	11,3	492†	0,0045†	—	715	0,104
N° 15	2	16,0	533	0,0027	0,0150	728	0,125
HR§	2	9,5	744†	0,0058†	—	874	0,067

§acier à limite d'élasticité élevée

†intersection avec la pente élastique décalée de 0,2%

Tableau 2.5 Distribution des lots d'aciers

Spécimen	N° 10	N° 15	N° 20	HR§
C80B60N40	Lot 1	Lot 1	Lot 1	—
C120B60N40	Lot 1	Lot 1	Lot 1	—
C100BH55N40	—	Lot 1	Lot 1	Lot 1
C100BH80N40	—	Lot 1	Lot 1	Lot 1
C100BH55N52	—	Lot 2	Lot 1	Lot 2
C100B60N52	Lot 2	Lot 2	Lot 1	—

§acier à limite d'élasticité élevée

était monté sur un cadre attaché à la dalle d'essais. Malgré la rigidité du cadre d'essai, on ne peut l'empêcher complètement de se déplacer sous l'effet de la charge horizontale. L'utilisation d'un LVDT complètement indépendant de ce cadre a permis de mesurer le déplacement absolu du poteau. La force horizontale appliquée sur le spécimen a été mesurée par la cellule de charge du vérin. Les tiges Diwidag servant à appliquer la charge axiale sur le poteau étaient instrumentées de jauges électriques calibrées de façon à permettre la lecture de la tension dans chacune des barres. Deux séries de quatre LVDT ont été installées sur les coins du poteau afin de permettre le calcul de la courbure dans la zone où la rotule plastique était susceptible de se former. La première série permettait de mesurer des déformations sur une longueur de 60 mm, et la seconde sur une longueur de 120 mm. La position de ces LVDT est montrée à la figure 2.1.

Afin de mesurer les contraintes dans les barres longitudinales, deux de ces barres ont été instrumentées de huit jauges électriques chacune. Trois jauges se trouvant dans la base de la colonne ont permis de mesurer la sollicitation de l'acier au niveau de l'ancrage. Les deux premiers étriers ont également été instrumentés, à raison de quatre jauges chacun. La figure 2.1 montre la position des jauges de déformation.

Des lectures ont été prises à toutes les 15 secondes et acheminées à un système d'acquisition de données afin d'être enregistrées sur disque rigide. Les lectures du déplacement de la colonne et de la force horizontale appliquée ainsi que les lectures des LVDT mesurant sur 120 mm ont aussi été acheminées au système de contrôle informatique du vérin. Ce système a permis de réaliser une acquisition de ces valeurs par incrément de déplacement et de force en plus d'enregistrer des lectures à toutes les cinq secondes. Ce système permettait également de tracer la courbe force-déplacement du poteau en temps réel.

2.4 Procédure d'essai

Le montage expérimental utilisé est montré à la figure 2.4. Le chargement horizontal était appliqué sur le poteau par un vérin MTS d'une capacité de 500 kN contrôlé par ordinateur. Le vérin était monté sur un cadre en acier fixé à la dalle d'essai. Afin d'obtenir plus de rigidité, ce cadre était relié à un cadre identique par des tiges de précontrainte. La base du poteau était boulonnée à la dalle d'essai afin de simuler un encastrement. Afin d'empêcher le déversement latéral du poteau, son sommet était retenu par une poutre lui offrant un support dans la direction perpendiculaire au déplacement. Cette poutre permettait cependant le mouvement dans l'axe d'application de la charge.

La première étape des essais a consisté à appliquer la charge axiale sur le poteau. Cette charge était transmise au poteau par l'intermédiaire de quatre ou six tiges Diwidag reliées à des vérins. La mise en charge des tiges a été effectuée à l'aide de pompes manuelles. La charge axiale était contrôlée régulièrement et réajustée au besoin. Un chargement horizontal cyclique a ensuite été appliqué au sommet du poteau. L'historique de ce chargement est présenté à la figure 2.5. Un premier cycle a été appliqué en contrôle de force afin de produire, à la base du poteau, un moment égal à 75 % du moment élastique théorique. Le poteau a ensuite été soumis à un déplacement croissant jusqu'à ce que la plastification soit détectée dans les barres longitudinales. Après quoi, le déplacement a été inversé jusqu'à ce que la plastification soit détectée dans la direction opposée. La moyenne des déplacements ayant causé la plastification a été calculée et a servi de base pour l'application des cycles subséquents. Tous les cycles, sauf le premier à $0,75\Delta_y$, ont été répétés deux fois. Un chargement croissant a été appliqué jusqu'à l'obtention d'un des critères de rupture suivants :

- Rupture d'une barre d'acier longitudinale (correspond à une rupture de l'acier).
- Perte de 10 % de la charge axiale au cours d'un demi-cycle (correspond à une rupture

du béton qui ne peut plus assurer une résistance à la charge axiale).

- Perte de 50 % de la force horizontale (correspond à une rupture du béton qui ne peut plus résister au moment de flexion).



Figure 2.4 Montage expérimental

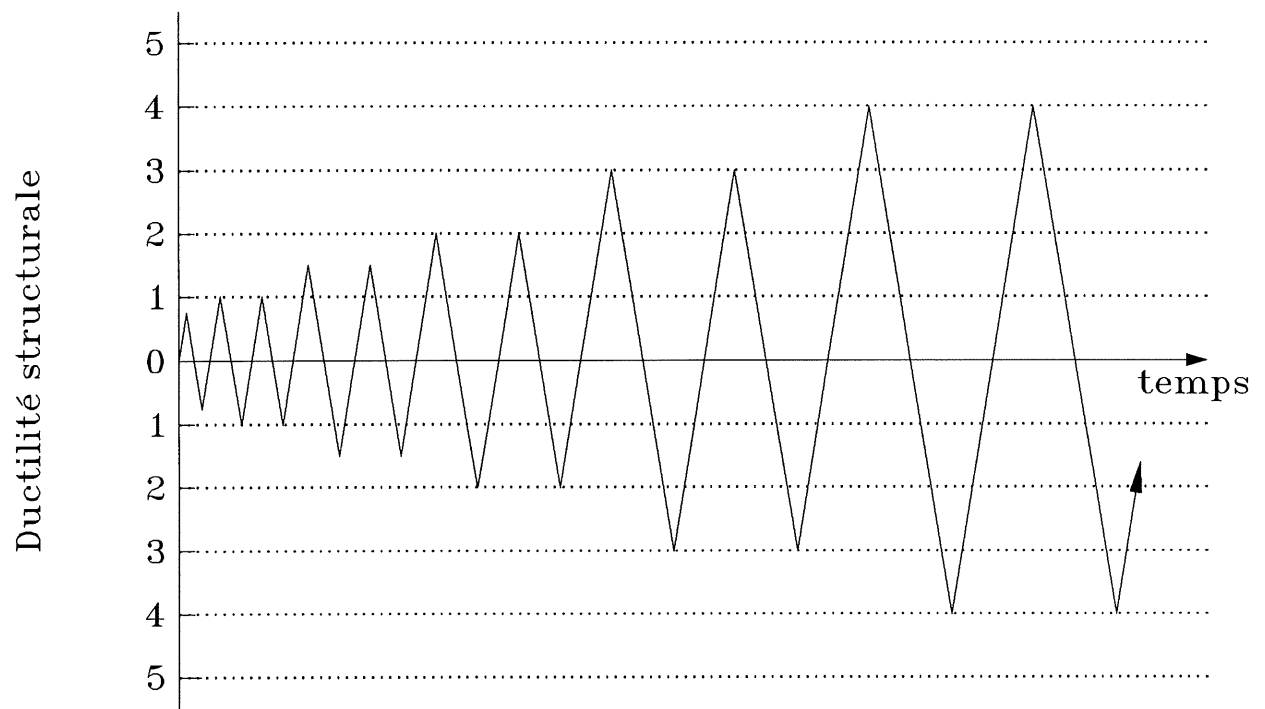


Figure 2.5 Historique du chargement

Chapitre 3

Résultats expérimentaux

Ce chapitre présente les résultats obtenus lors des essais réalisés sur les six poteaux en béton à haute performance. Les courbes de la force latérale en fonction du déplacement ainsi que du moment en fonction de la courbure sont illustrées. Différents indicateurs de ductilité sont utilisés afin de comparer le comportement des poteaux. La formation d'une rotule plastique à la base des poteaux est illustrée en utilisant les lectures des jauges de déformation placées à différents niveaux sur les barres longitudinales. Les données expérimentales sont utilisées afin d'évaluer la déformation du béton au moment de la rupture du recouvrement ainsi que la longueur de développement des barres longitudinales. Finalement, le niveau de sollicitation des étriers en fonction de la ductilité atteinte est présenté.

3.1 Courbes force latérale-déplacement

Dans cette section, les courbes force latérale-déplacement sont présentées. Une première série de courbes est illustrée en utilisant la force mesurée par la cellule de charge du vérin. Cette force ne permet cependant pas de quantifier complètement les efforts de flexion induits dans le poteau puisqu'une partie de ces efforts provient d'une excentricité dans l'application de la charge axiale. Une seconde série de courbes est alors présentée en tenant compte de l'effet $P-\Delta$. Pour ces deux séries de courbes, les valeurs du déplacement inférieures à 160 mm proviennent du LVDT monté directement sur la dalle d'essai. Pour les cycles où le déplacement a dépassé 160 mm, les mesures proviennent du LVDT monté à l'intérieur du vérin. Puisque la force exercée par le vérin est faible passé ce point, la différence entre les mesures provenant des LVDT interne et externe est négligée.

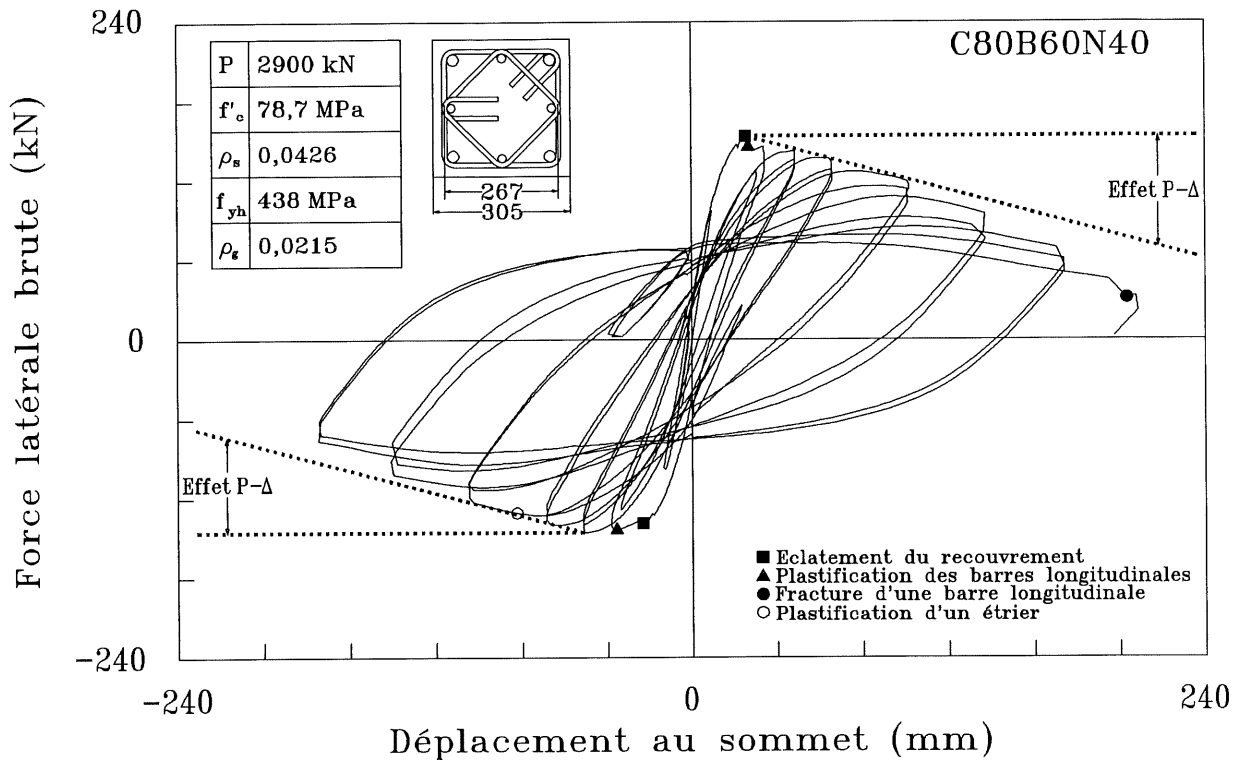


Figure 3.1 Courbe force latérale-déplacement en tête pour C80B60N40

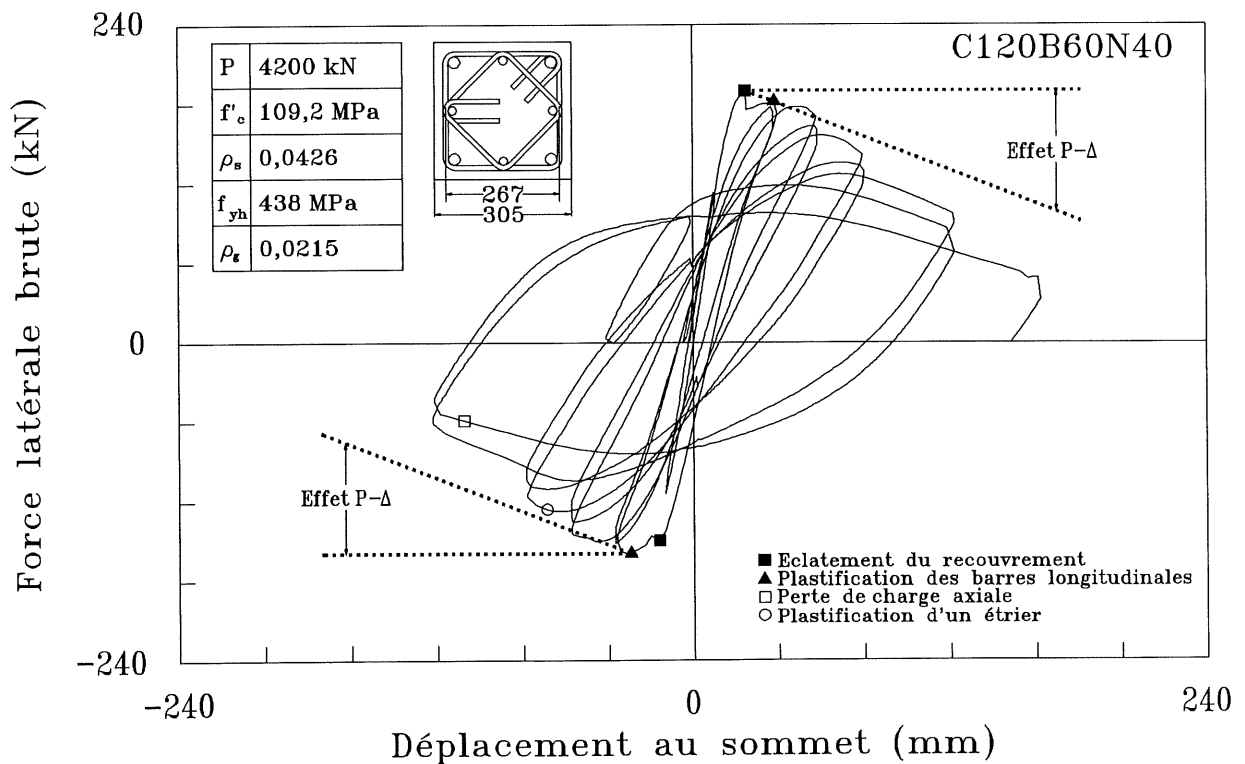


Figure 3.2 Courbe force latérale-déplacement en tête pour C120B60N40

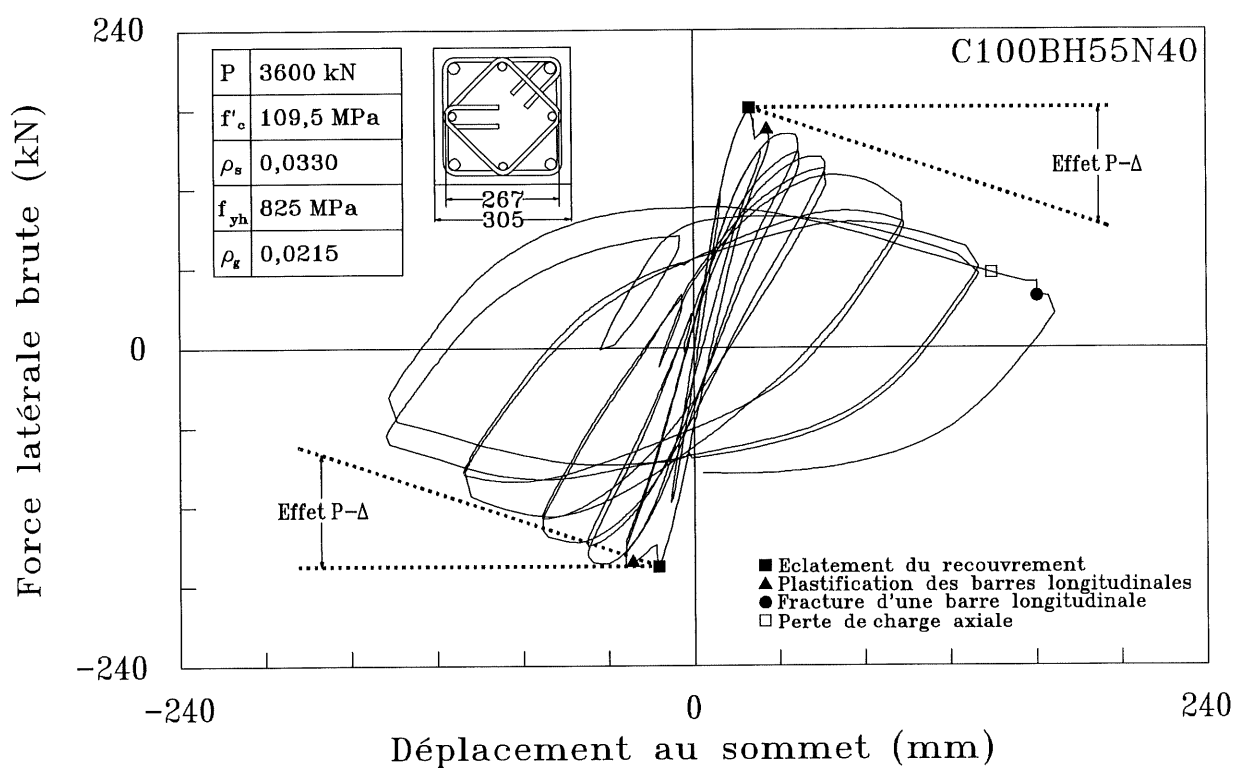


Figure 3.3 Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100BH55N40

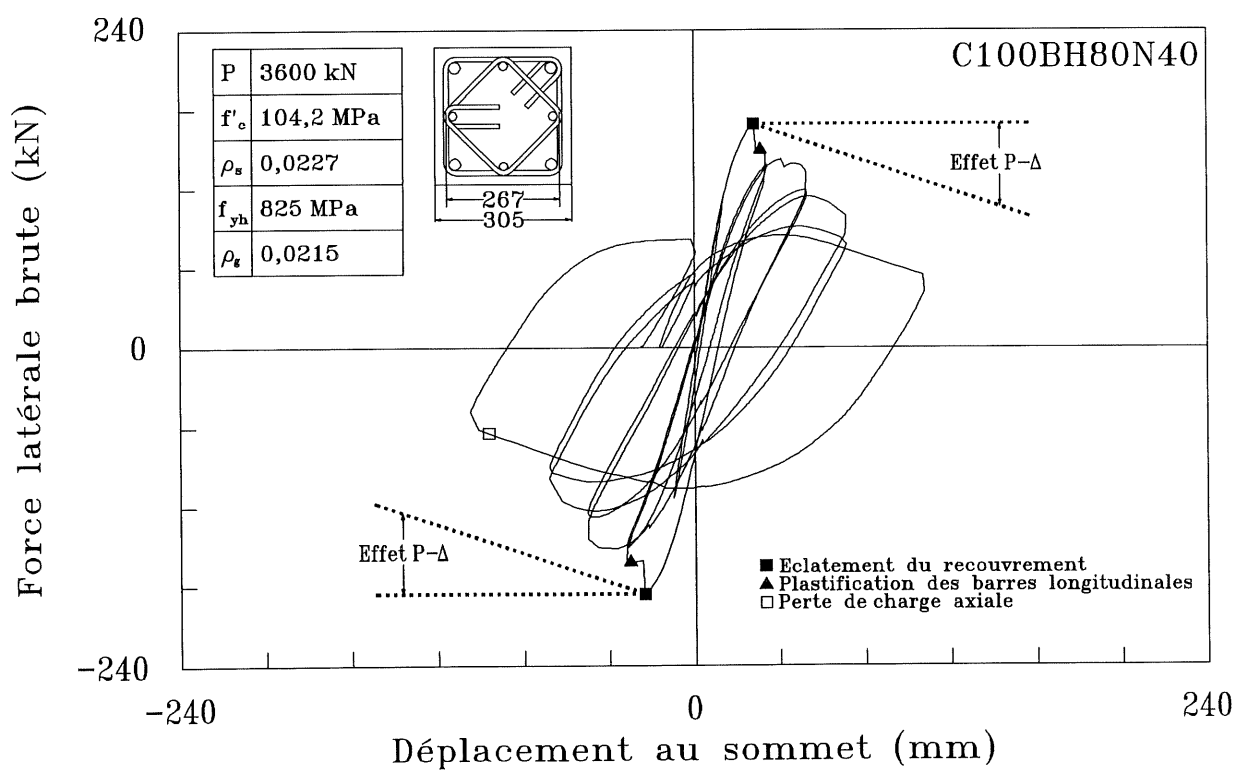


Figure 3.4 Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100BH80N40

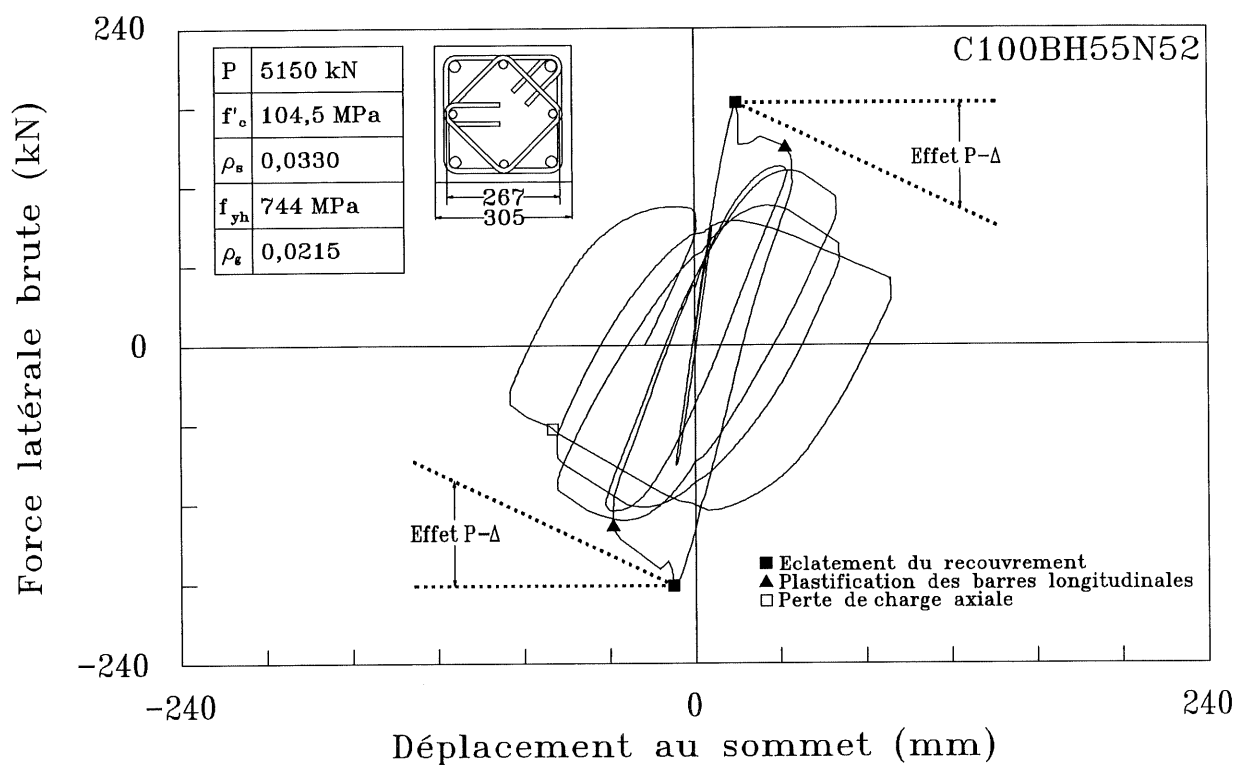


Figure 3.5 Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100BH55N52

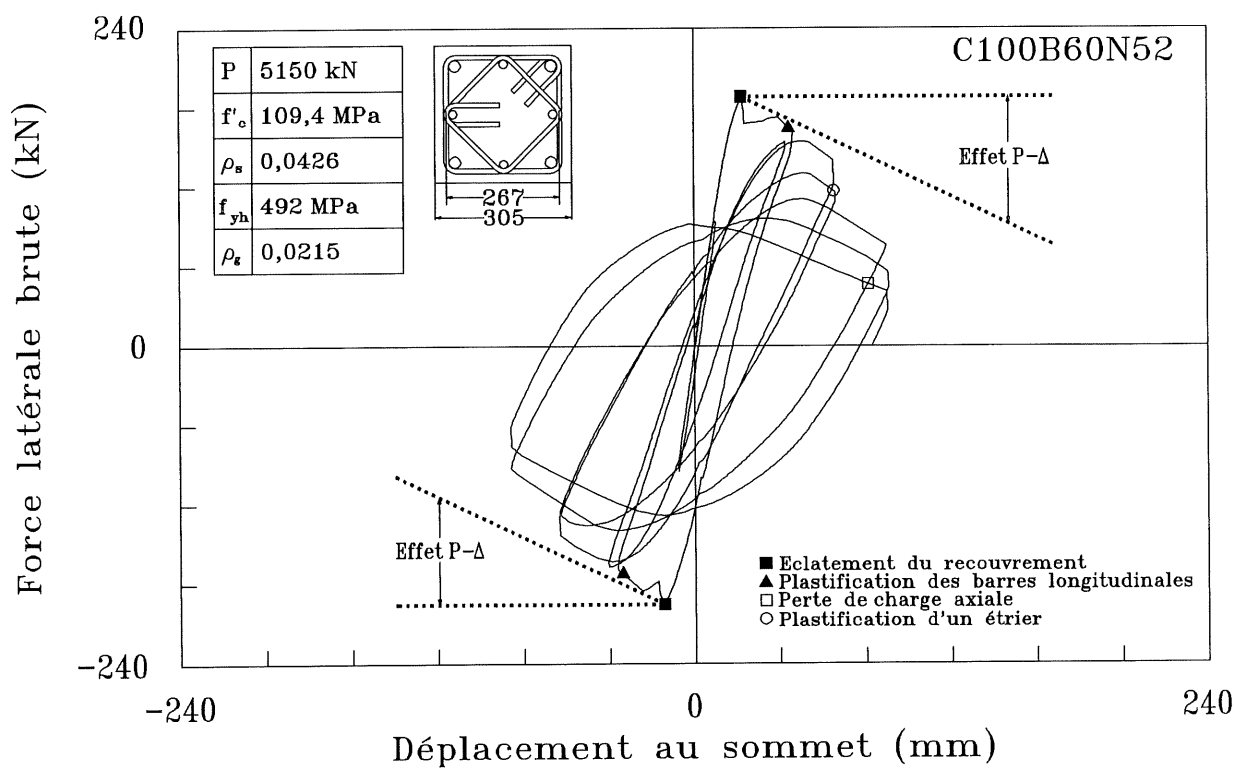


Figure 3.6 Courbe force latérale-déplacement en tête pour C100B60N52

3.1.1 Force latérale brute

Les figures 3.1 à 3.6 montrent la valeur de la force en fonction du déplacement. Ces courbes proviennent des lectures prises lors des essais et n'ont subi aucun traitement. À mesure que le déplacement au sommet augmente, la contribution de la charge axiale au moment s'amplifie. On constate alors une baisse de la force mesurée au niveau du vérin. L'influence de la charge axiale par le biais de l'effet $P-\Delta$ est montrée sur les figures.

3.1.2 Force latérale corrigée

Puisque la charge axiale est appliquée en utilisant des tiges d'acier attachées sous le poteau, le moment provenant de l'effet $P-\Delta$ n'est pas directement égal au produit de la charge axiale par le déplacement. Comme la charge n'est pas toujours appliquée verticalement, on doit tenir compte de l'effet des composantes verticale et horizontale. La composante horizontale crée un moment qui s'oppose à celui produit par le vérin. La composante verticale produit un moment qui, dans certains cas, est plus important que celui engendré par le vérin. La figure 3.7 montre un schéma du montage. Les composantes horizontale et verticale de la charge axiale sont données par :

$$P_x = P \sin \theta = \frac{P\Delta'}{\sqrt{\Delta'^2 + z'^2}} = \frac{P\Delta'}{z' \sqrt{\frac{\Delta'^2}{z'^2} + 1}} \quad (3.1)$$

$$P_y = P \cos \theta = \frac{Pz'}{\sqrt{\Delta'^2 + z'^2}} = \frac{Pz'}{z' \sqrt{\frac{\Delta'^2}{z'^2} + 1}} \quad (3.2)$$

En négligeant les termes du second ordre, on obtient après simplification :

$$P_x = P \frac{\Delta'}{z'} \quad (3.3)$$

$$P_y = P \quad (3.4)$$

Le moment à la base du poteau est égal à :

$$M = \ell H - P_x \ell' + P_y \Delta' \quad (3.5)$$

$$= \ell H - P \frac{\Delta'}{z'} \ell' + P \Delta' \quad (3.6)$$

$$= \ell H + P \Delta' \left(1 - \frac{\ell'}{z'} \right) \quad (3.7)$$

$$= \ell H + P \Delta \frac{z'}{z} \left(1 - \frac{\ell'}{z'} \right) \quad (3.8)$$

En remplaçant z , z' , ℓ et ℓ' par les valeurs expérimentales, on obtient :

$$M = 2H + P\Delta \frac{3,00}{2,85} \left(1 - \frac{2,15}{3,00}\right) \quad (3.9)$$

$$= 2H + 0,3P\Delta \quad (3.10)$$

La force horizontale corrigée est égale au moment divisé par la hauteur d'application de la charge. La force latérale corrigée est donc égale à :

$$H' = \frac{M}{2} = H + 0,15P\Delta \quad (3.11)$$

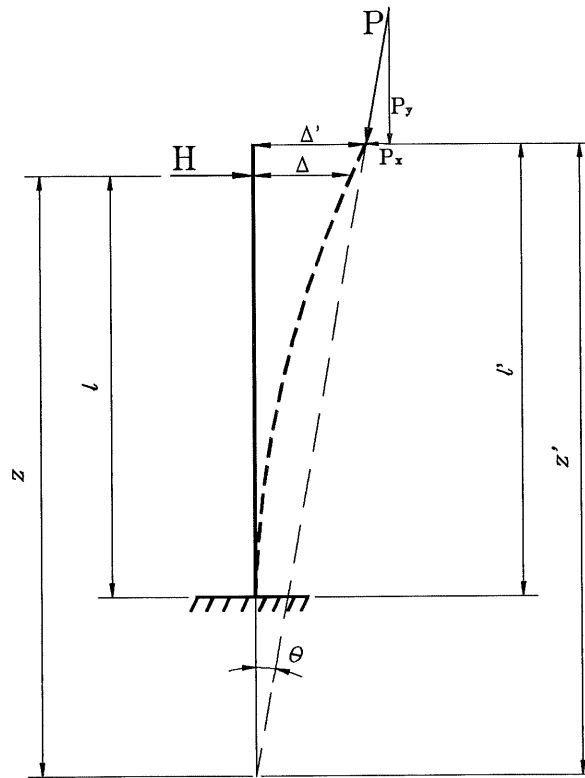


Figure 3.7 Schéma du montage et définition des variables

La relation entre la force latérale corrigée et le déplacement au sommet est illustrée aux figures 3.8 à 3.13. La force corrigée correspond à la force horizontale qu'il serait nécessaire d'appliquer, sans la contribution de la charge axiale, pour obtenir le même moment à la base. Ces courbes permettent de discerner plus clairement la baisse de résistance résultant de l'augmentation du déplacement.

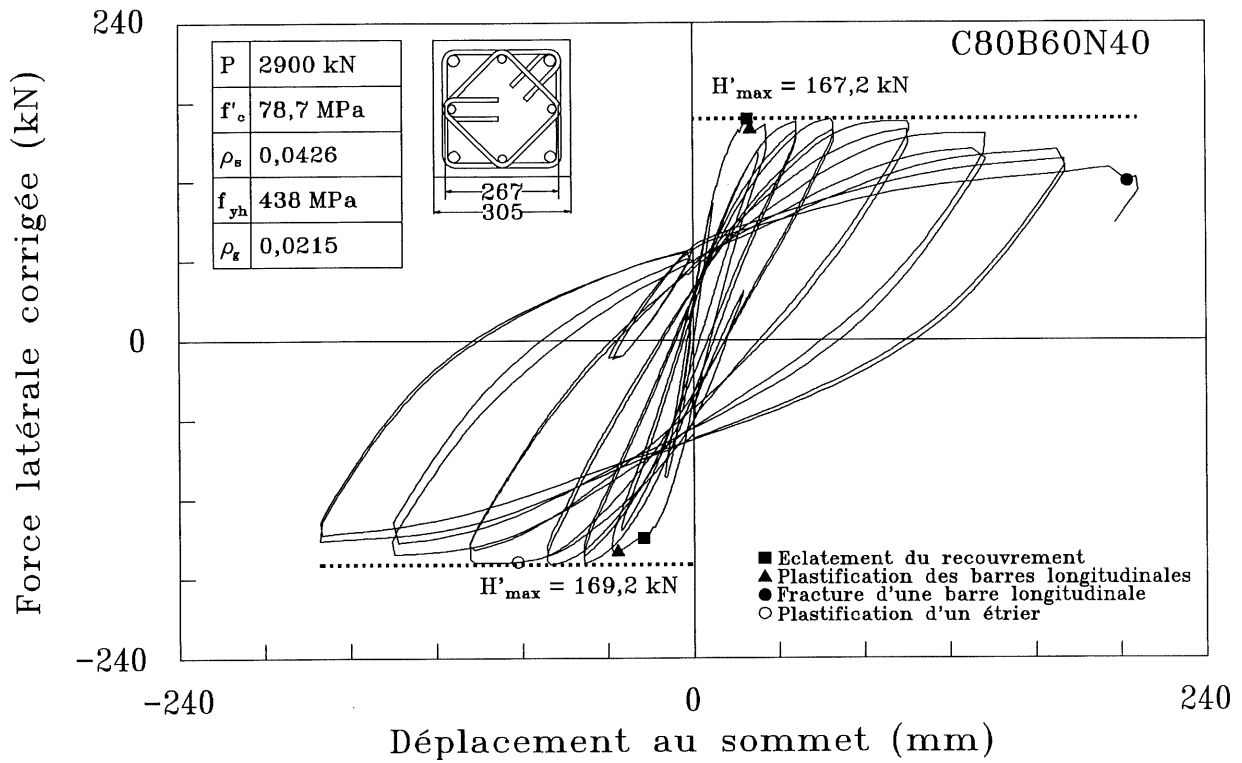


Figure 3.8 Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C80B60N40

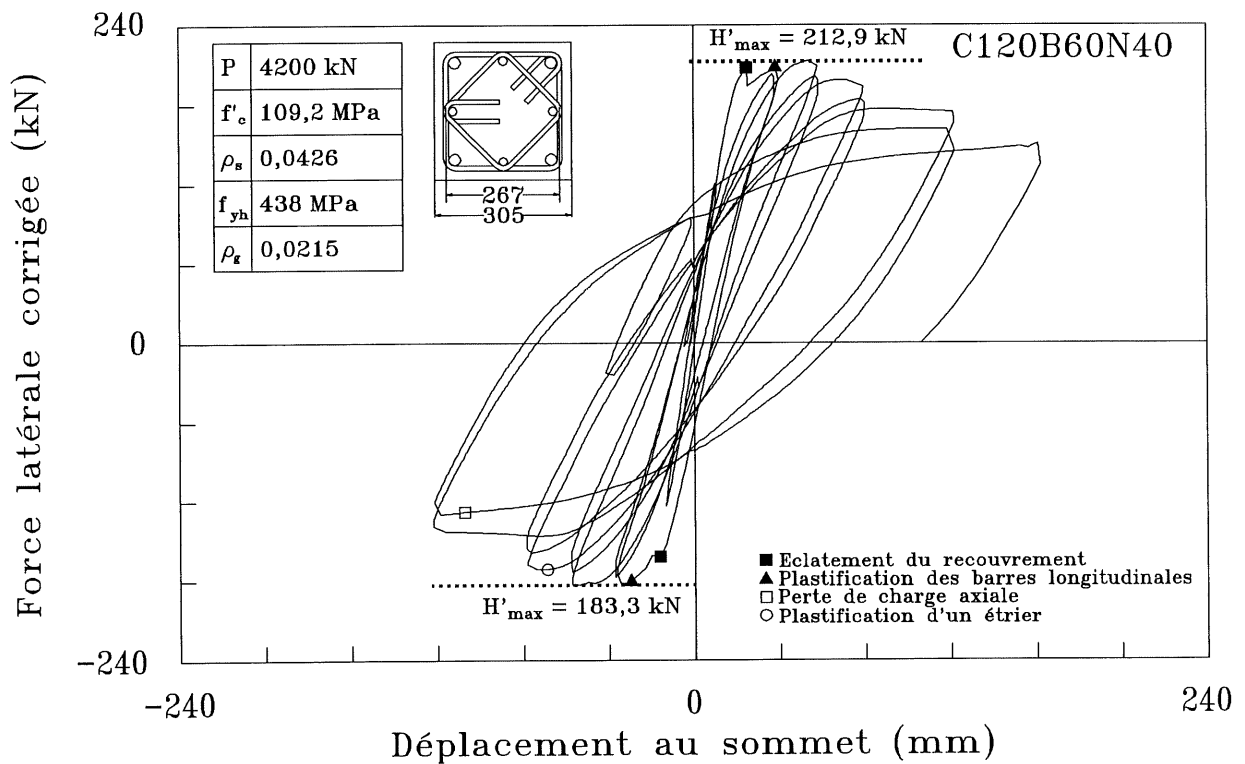


Figure 3.9 Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C120B60N40

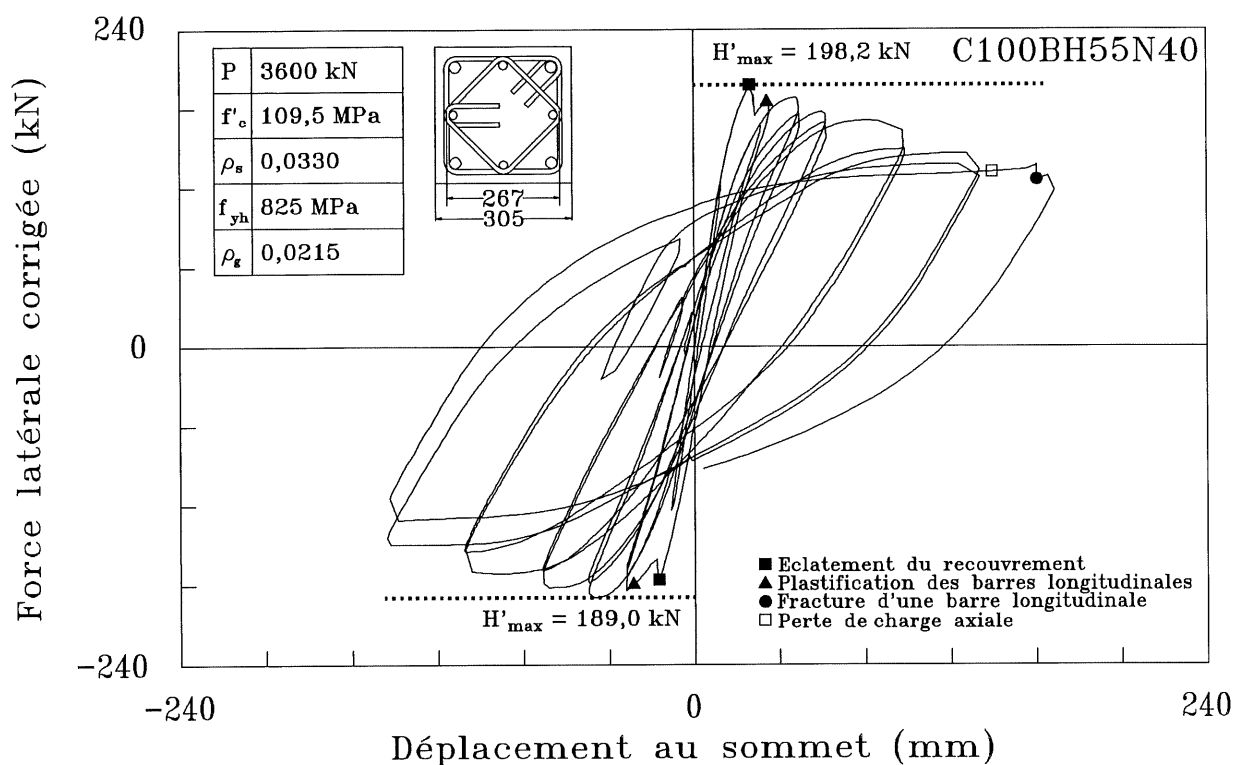


Figure 3.10 Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100BH55N40

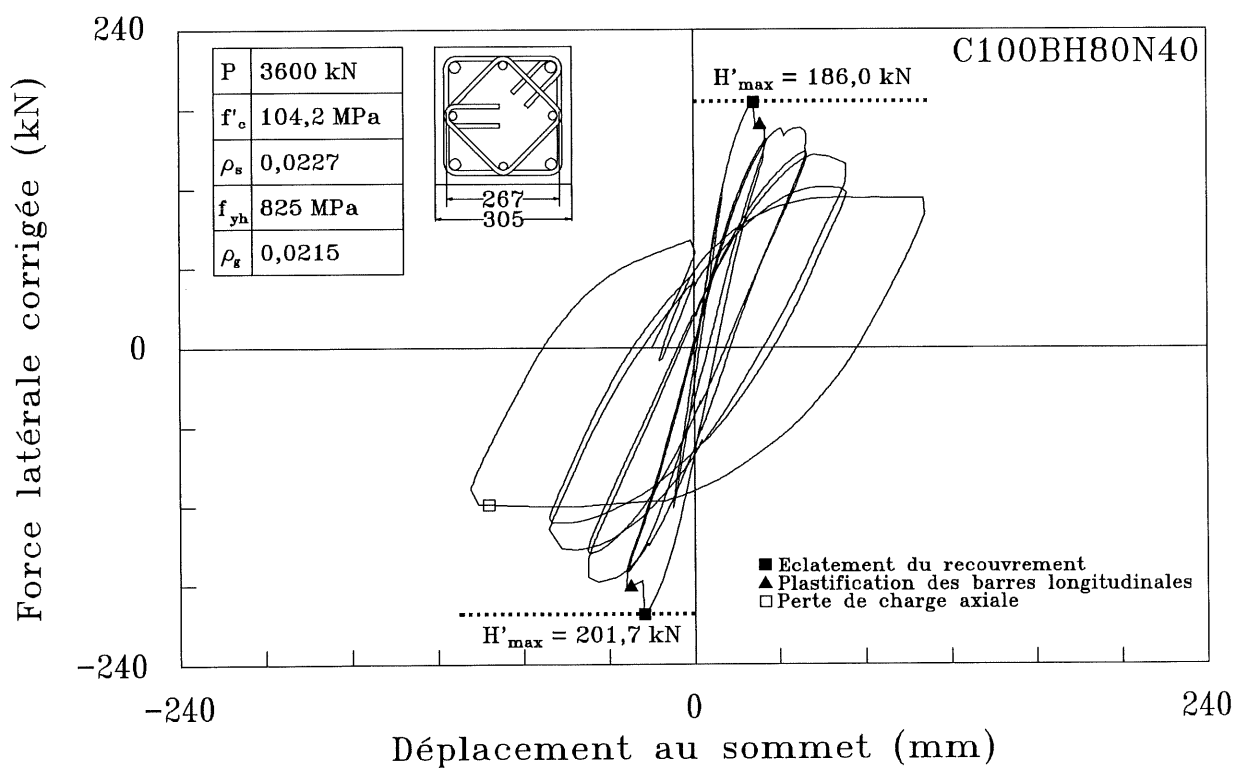


Figure 3.11 Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100BH80N40

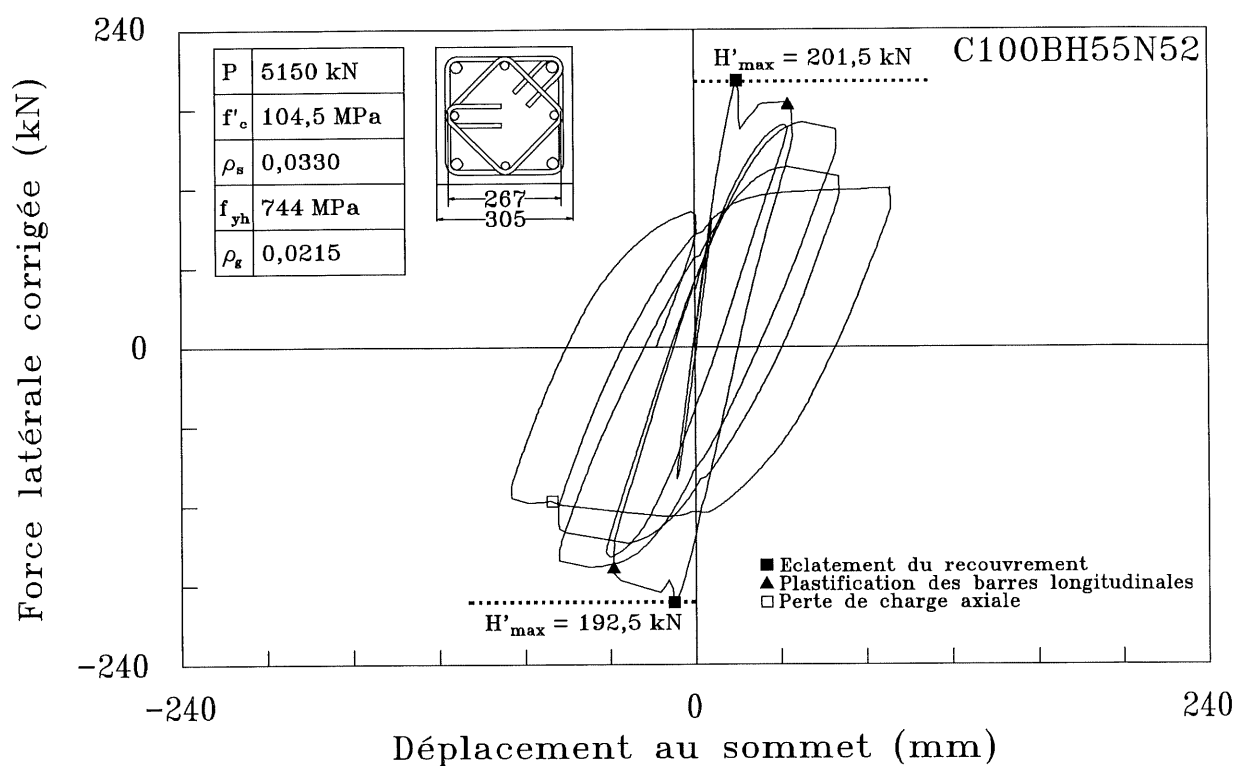


Figure 3.12 Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100BH55N52

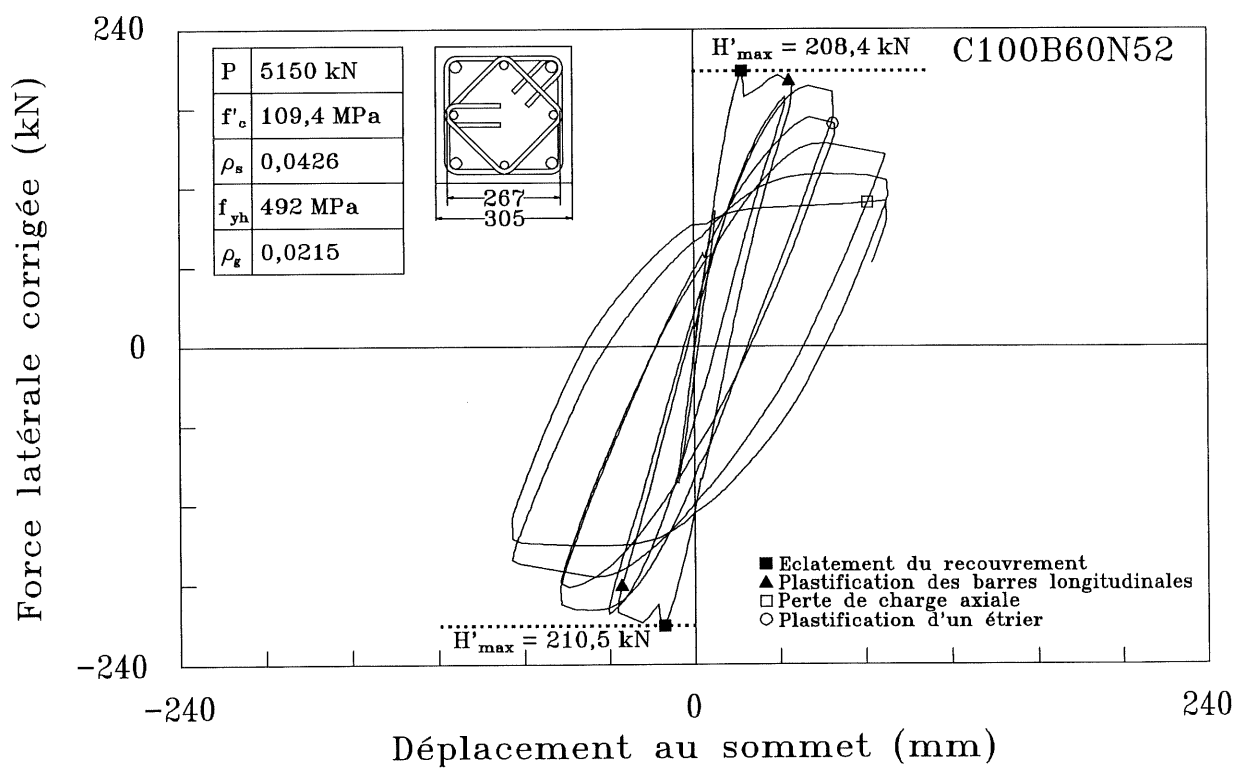


Figure 3.13 Courbe force latérale corrigée-déplacement en tête pour C100B60N52

3.2 Courbes moment-courbure

Les figures 3.14 à 3.18 illustrent la relation entre le moment et la courbure pour cinq poteaux. Le moment montré sur les courbes a été corrigé pour tenir compte de l'effet $P-\Delta$. Il a été évalué à la section de lecture des LVDT en supposant une distribution linéaire des efforts. La courbure a été calculée en utilisant les lectures des LVDT possédant une longueur de mesure de 60 mm. La courbe pour le poteau C100BH55N52 n'est pas présentée puisqu'un problème avec les LVDT nous a empêchés de calculer la courbure après le premier cycle. Pour le poteau C80B60N40, la courbure pour les cinq derniers cycles provient des lectures faites en utilisant les LVDT de 120 mm. L'autre série de LVDT a dû être enlevée puisque la limite de lecture était excédée. Les courbes sont toutes présentées à la même échelle dans le but de faciliter les comparaisons. On trouve cependant à l'appendice A les courbes tracées à grande échelle. Le manque de symétrie de certaines courbes vient en partie du gauchissement des supports des LVDT ancrés dans le béton. L'utilisation de la courbe enveloppe moyenne pour les calculs subséquents permet cependant de minimiser ce manque de symétrie.

3.3 Indicateurs de ductilité

Les ductilités structurale et sectionnelle des poteaux sont présentées au tableau 3.1. Elles ont été calculées à partir de la courbe enveloppe moyenne en utilisant les critères suggérés par Park (1989) qui ont été présentés à la section 1.3.3. La déviation relative, utilisée par certains auteurs pour quantifier la ductilité, est également présentée. On obtient la déviation relative en divisant le déplacement ultime, Δ_2 , par la hauteur de la membrure soit 2000 mm.

Tableau 3.1 Ductilités structurale et sectionnelle des poteaux

Spécimen	Δ_{yI} (mm)	Δ_2 (mm)	ϕ_{yI} (rad/m)	ϕ_2 (rad/m)	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\phi I}$	Déviation relative
C80B60N40	17,6	195	0,013	0,460	11,1	35,4	9,8 %
C120B60N40	21,0	122	0,018	0,116	5,8	6,4	6,1 %
C100BH55N40	17,7	103	0,011	0,094	5,8	8,5	5,2 %
C100BH80N40	17,7	52	0,009	0,044	2,9	5,1	2,6 %
C100BH55N52	16,6	66	—	—	4,0	—	3,3 %
C100B60N52	19,3	81	0,010	0,067	4,2	6,7	4,1 %

Le tableau 3.2 présente les valeurs de divers indicateurs énergétiques. Ces termes ont été calculés à partir des courbes force corrigée-déplacement en utilisant les définitions présentées à la section 1.3.3. Lors du calcul de ces valeurs, les cycles où la moyenne de la force maximale

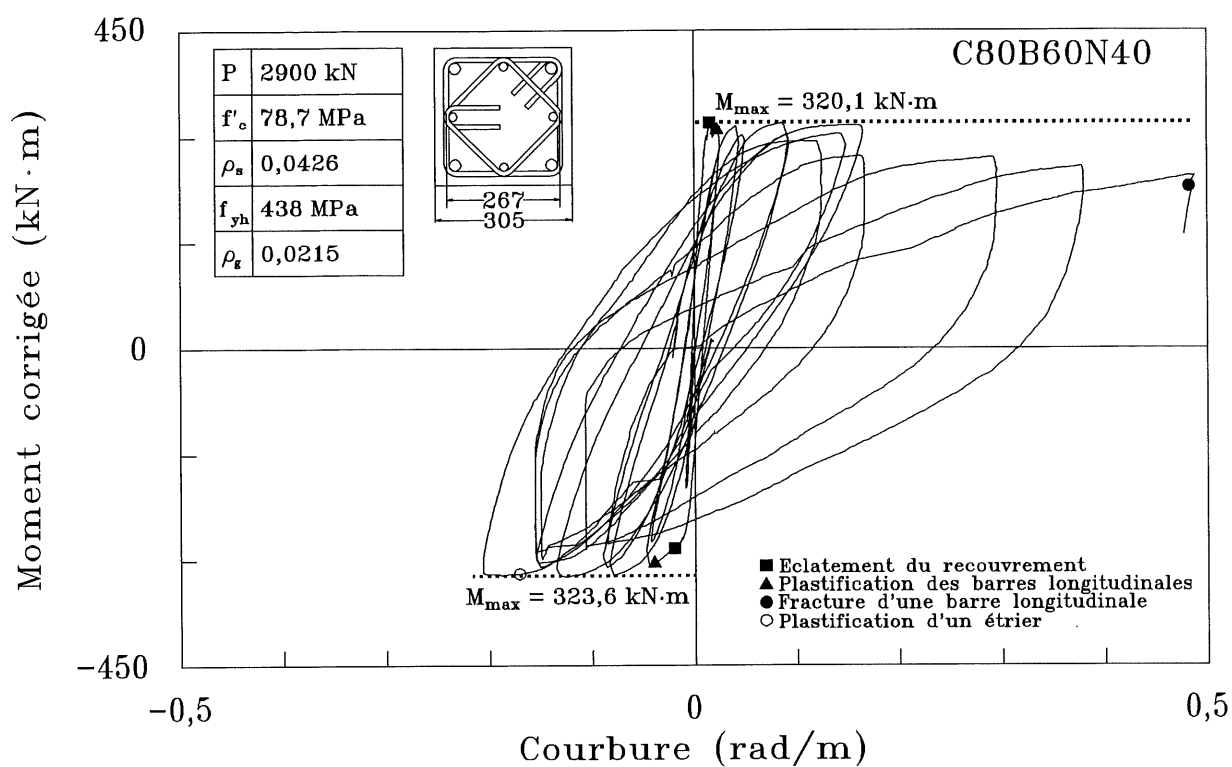


Figure 3.14 Courbe moment-courbure pour C80B60N40

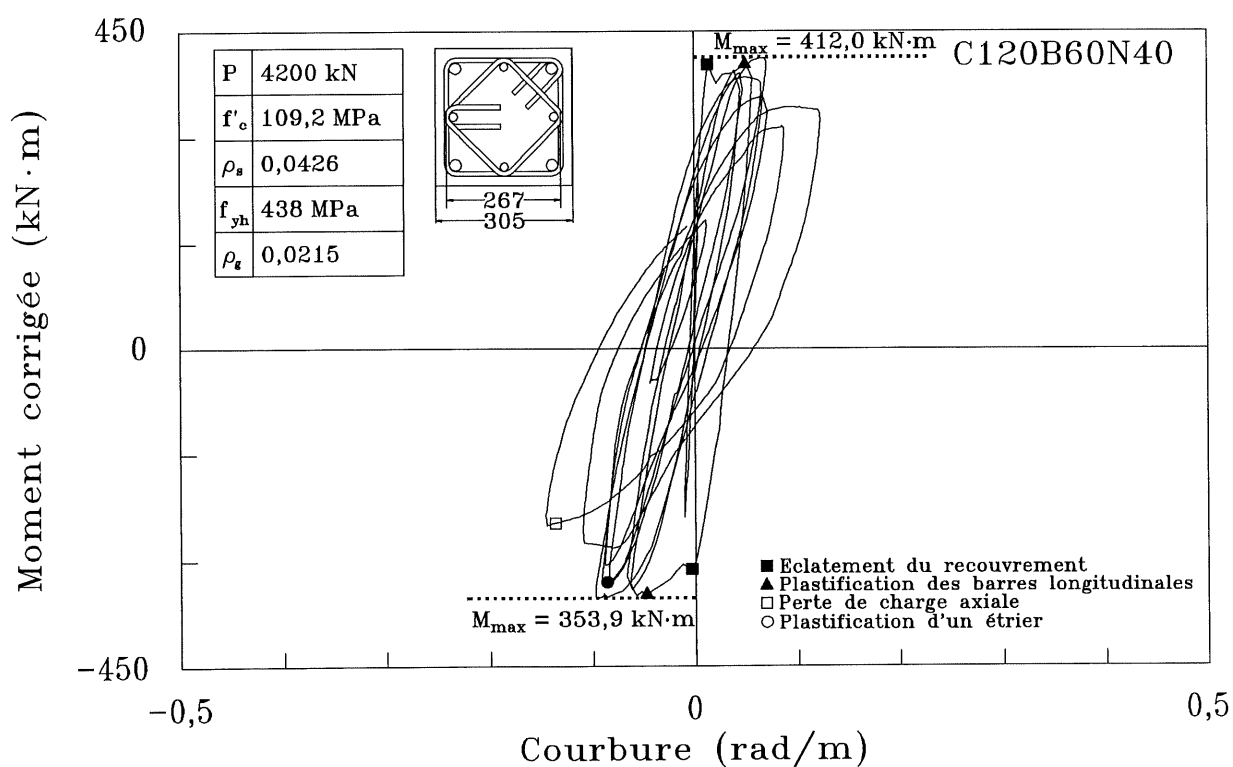


Figure 3.15 Courbe moment-courbure pour C120B60N40

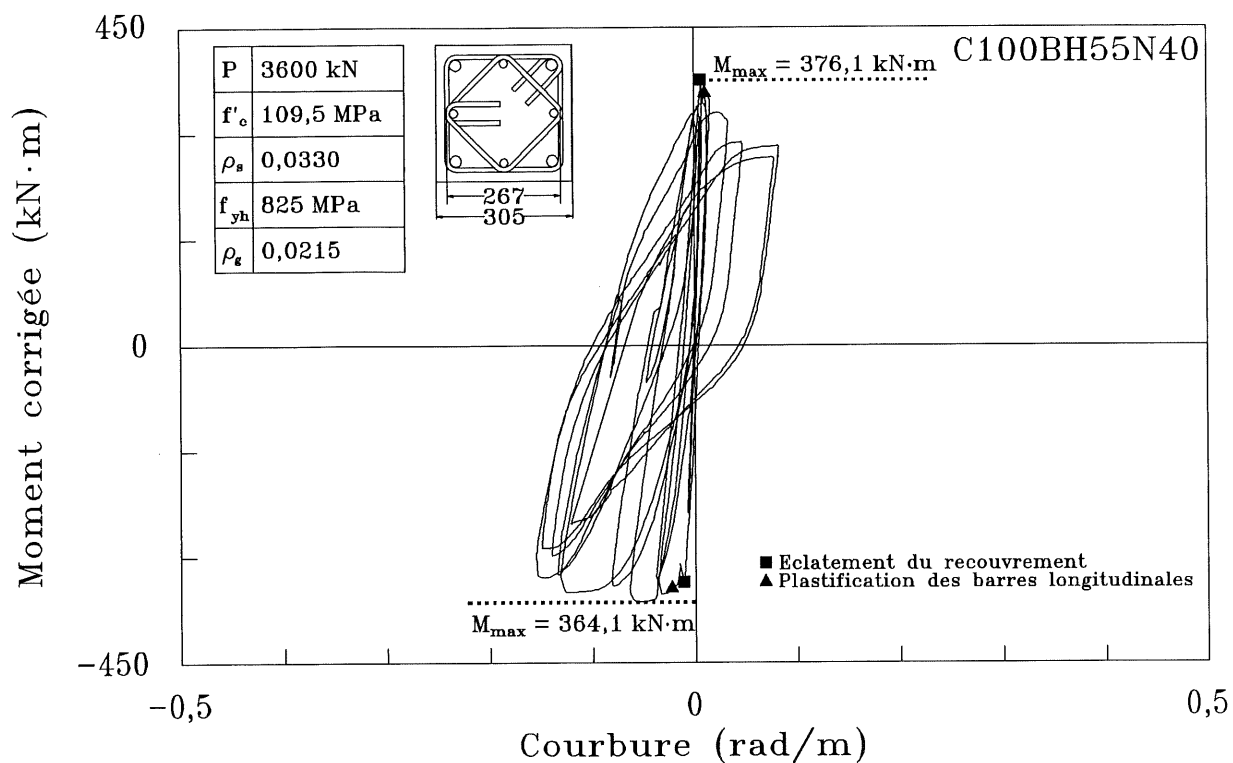


Figure 3.16 Courbe moment-courbure pour C100BH55N40

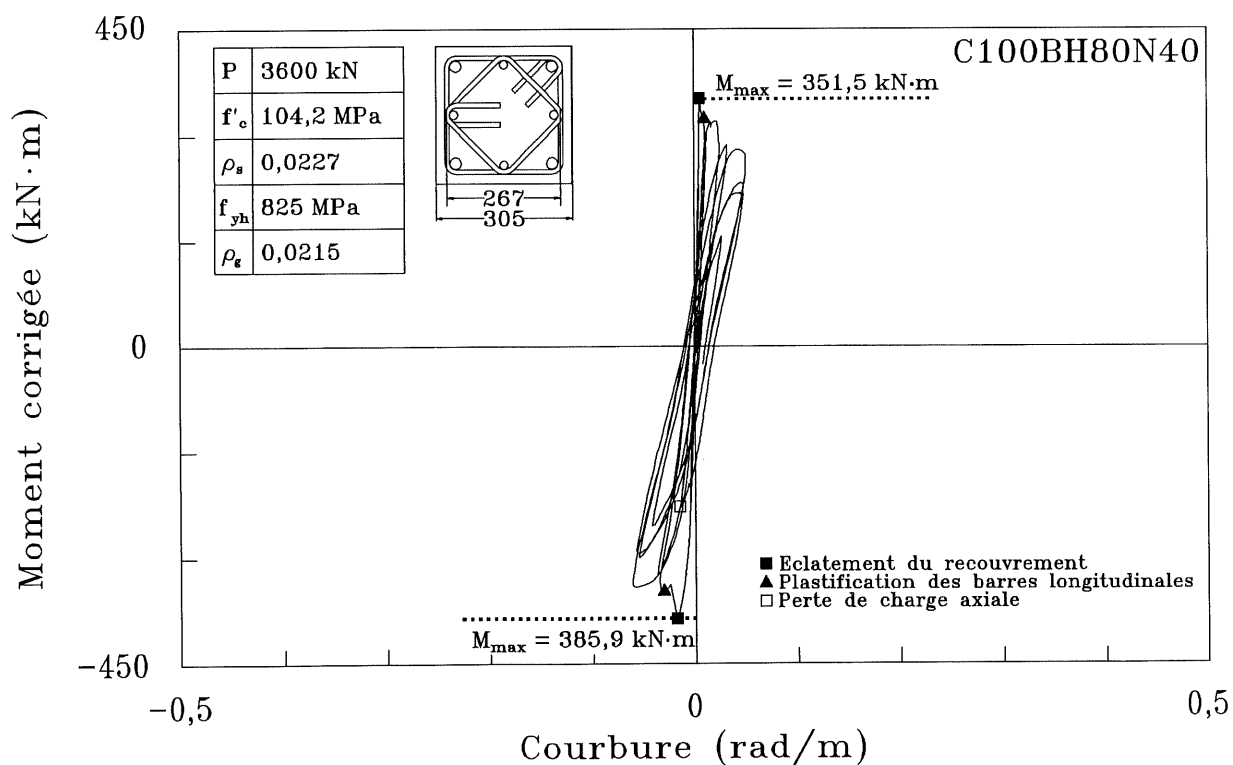


Figure 3.17 Courbe moment-courbure pour C100BH80N40

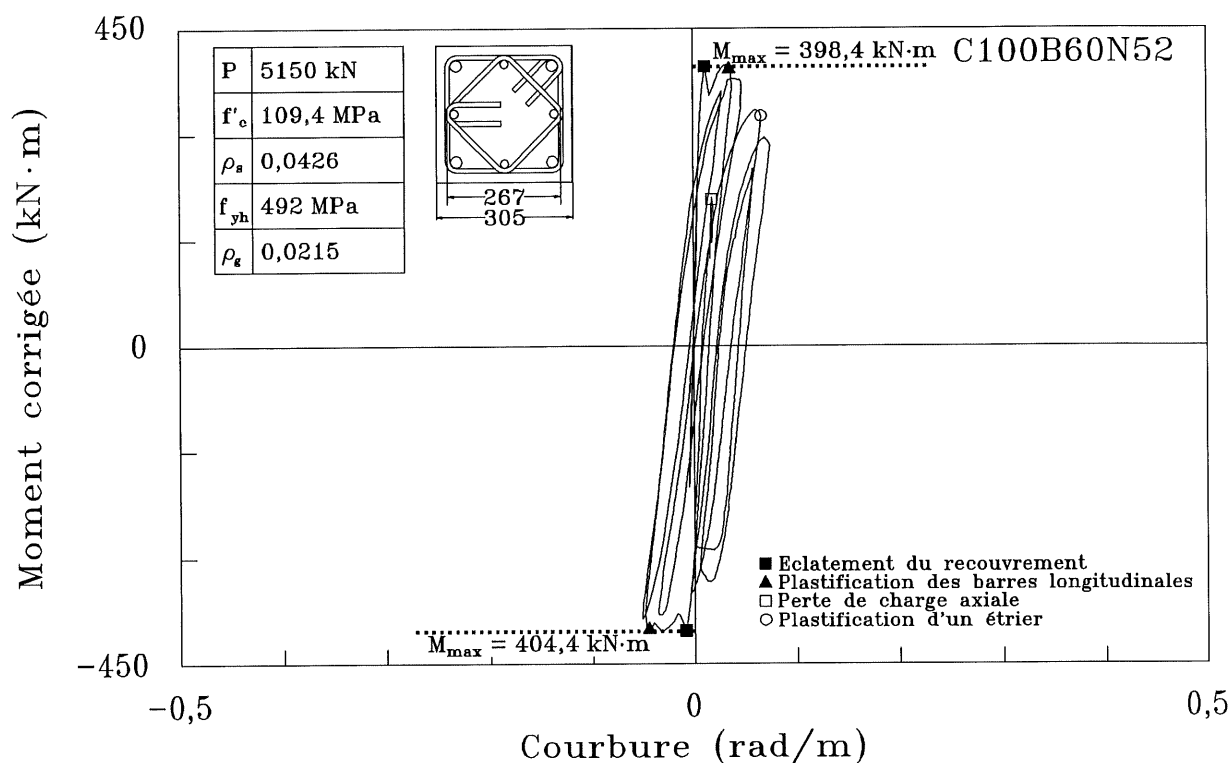


Figure 3.18 Courbe moment-courbure pour C100B60N52

atteinte de chaque côté était supérieure à 80 % de H'_{max} ont été utilisés. La dernière colonne du tableau indique le dernier cycle inclus dans les calculs. On remarque que l'indice de travail et l'indice de dommage donnent des résultats similaires. L'indice de travail ne demande cependant pas le calcul de l'aire intérieure de la courbe force-déplacement.

Tableau 3.2 Indicateurs énergétiques

Spécimen	E (J)	I_d	I_w	Cycle atteint
C80B60N40	210000	36,4	30,3	2 ^e à $5\Delta_y$
C120B60N40	54900	7,7	9,2	2 ^e à $2\Delta_y$
C100BH55N40	60700	9,7	11,3	1 ^{er} à $3\Delta_y$
C100BH80N40	15100	2,6	3,7	1 ^{er} à $1,5\Delta_y$
C100BH55N52	32800	4,5	3,5	1 ^{er} à $1,5\Delta_y$
C100B60N52	41700	5,0	5,0	2 ^e à $1,5\Delta_y$

3.4 Sollicitation de l'acier tendu

Les figures 3.19 à 3.24 montrent l'évolution des déformations dans l'acier tendu au cours des cinq premiers cycles. Ces valeurs proviennent des jauges collées sur deux barres longitudinales. La valeur de la déformation élastique de l'acier est indiquée sur les figures. Ces figures permettent d'observer la concentration des déformations au niveau de la rotule plastique.

En utilisant la distribution de la déformation dans les barres longitudinales au moment de leur plastification, la longueur de développement des barres No 20 a été évaluée. Cette longueur représente la longueur nécessaire pour développer une contrainte de 400 MPa dans les barres. Le tableau 3.3 présente les résultats obtenus de même que les valeurs prescrites par le Code canadien.

Tableau 3.3 Longueur de développement des barres No 20

Spécimen	f'_c (MPa)	ℓ_d (mm)	$\ell_{d(code)}$ (mm)	écart
C80B60N40	78,7	264	317	-17 %
C120B60N40	109,2	339	268	26 %
C100BH55N40	109,5	244	268	-9 %
C100BH80N40	104,2	421	275	53 %
C100BH55N52	104,5	365	275	33 %
C100B60N52	109,4	344	268	28 %

3.5 Distribution de la courbure

3.5.1 Progression de la courbure

La courbure à différentes sections a été calculée en combinant les lectures des jauges de déformation posées sur la barre tendue et sur la barre comprimée. Les figures 3.25 à 3.30 montrent l'évolution de la courbure pour les cinq premiers cycles. La courbure élastique, ϕ_y , c'est-à-dire la courbure où s'est produite la plastification des barres tendues, est également montrée sur les figures. Ces courbes permettent d'observer la formation d'une rotule plastique à la base des poteaux.

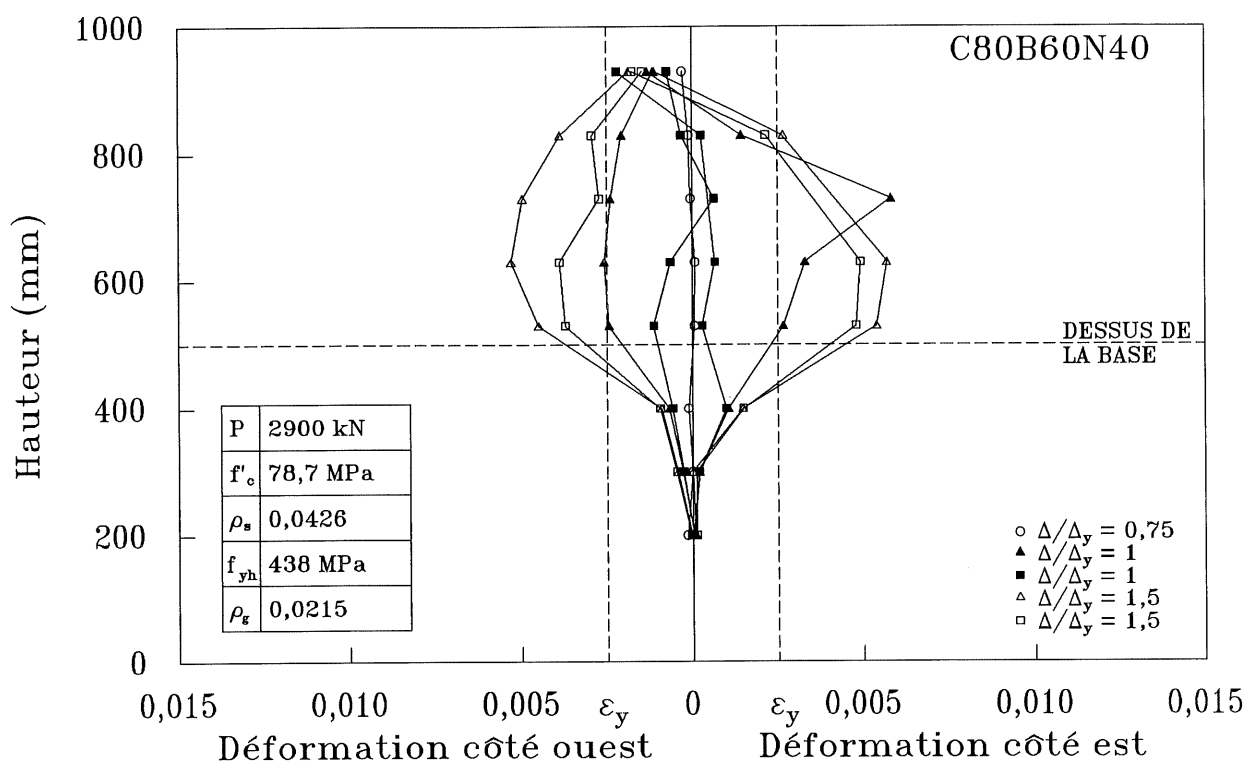


Figure 3.19 Progression de la déformation à différentes sections pour C80B60N40

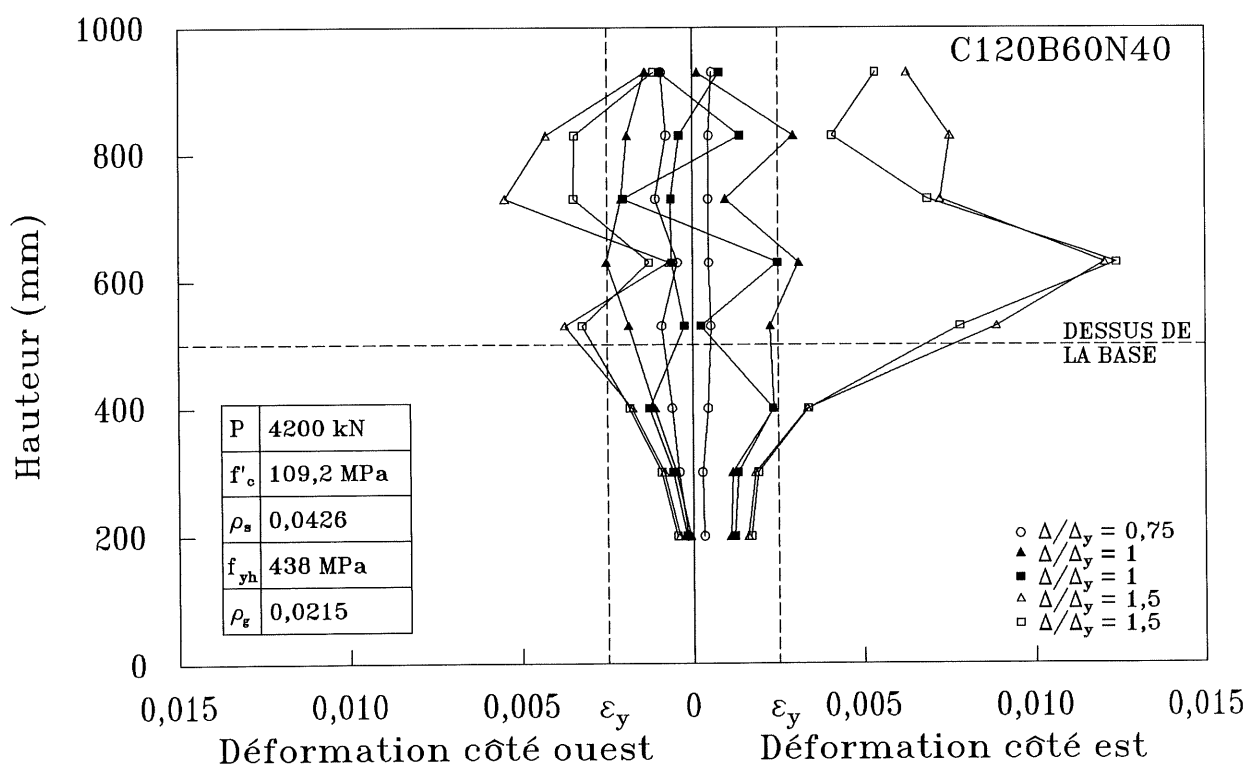


Figure 3.20 Progression de la déformation à différentes sections pour C120B60N40

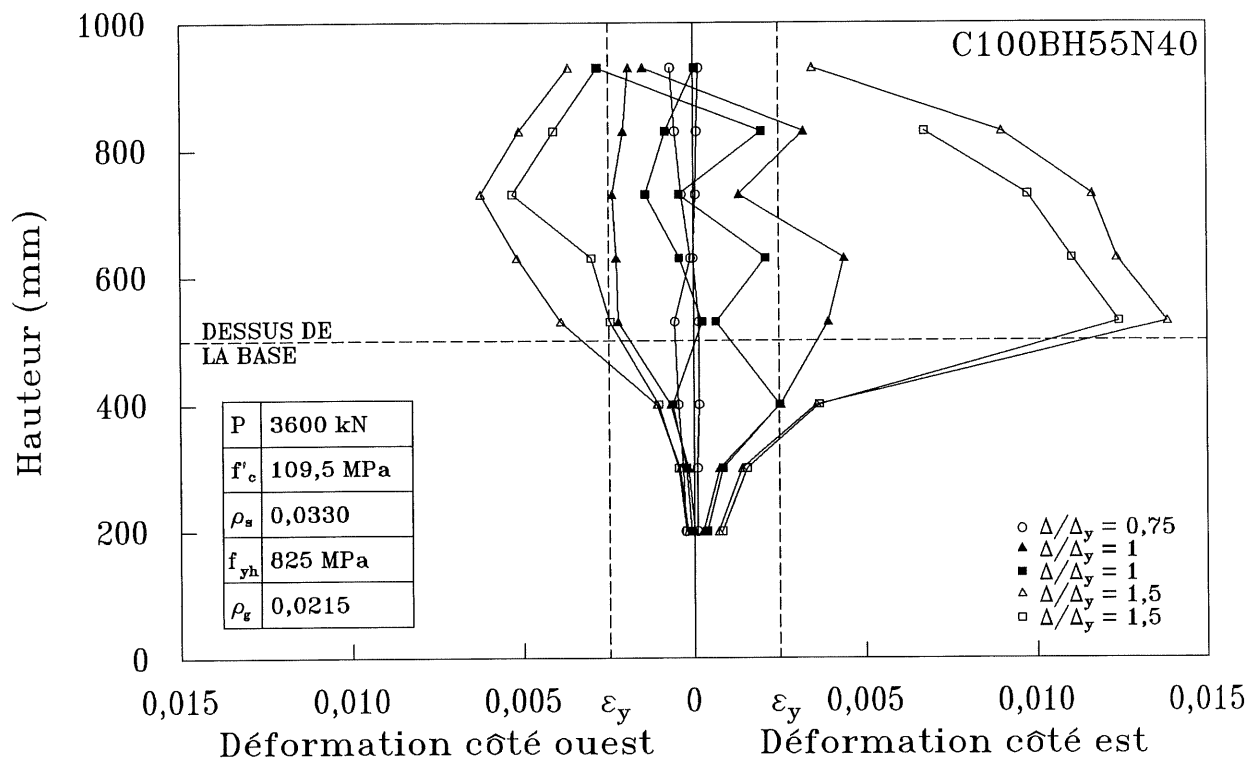


Figure 3.21 Progression de la déformation à différentes sections pour C100BH55N40

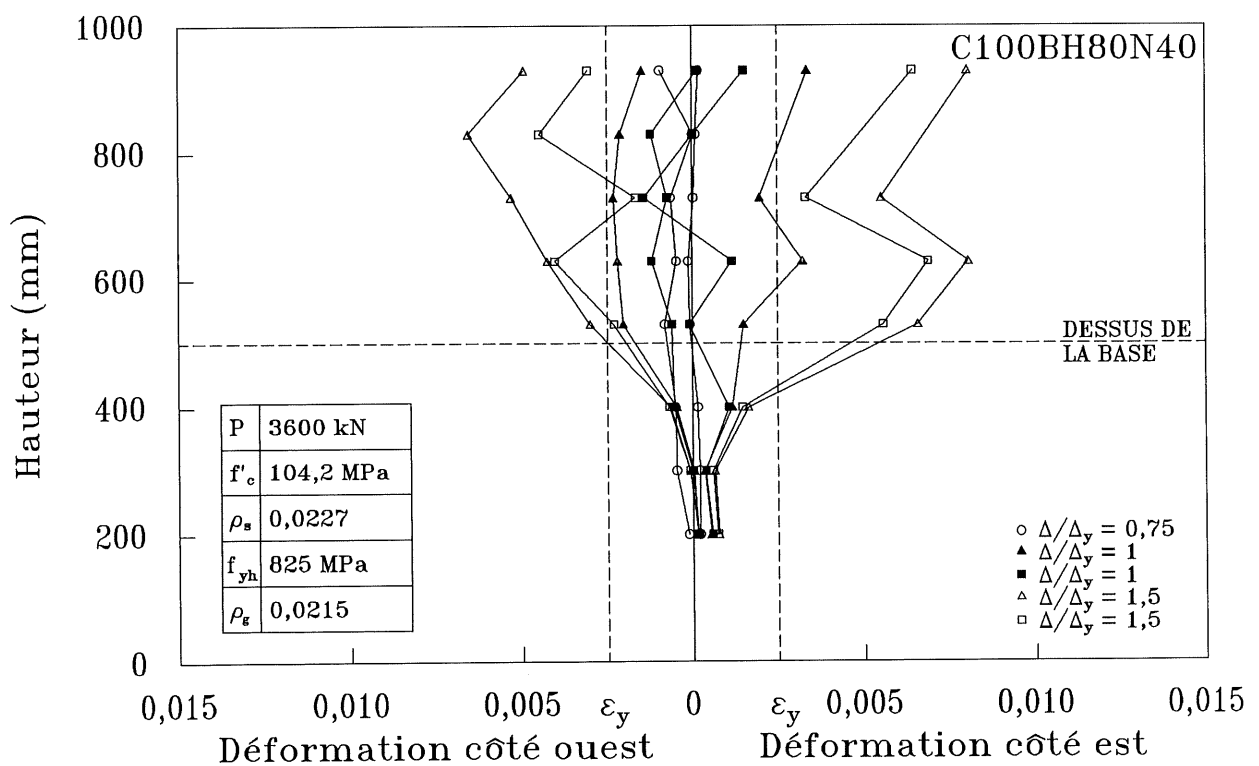


Figure 3.22 Progression de la déformation à différentes sections pour C100BH80N40

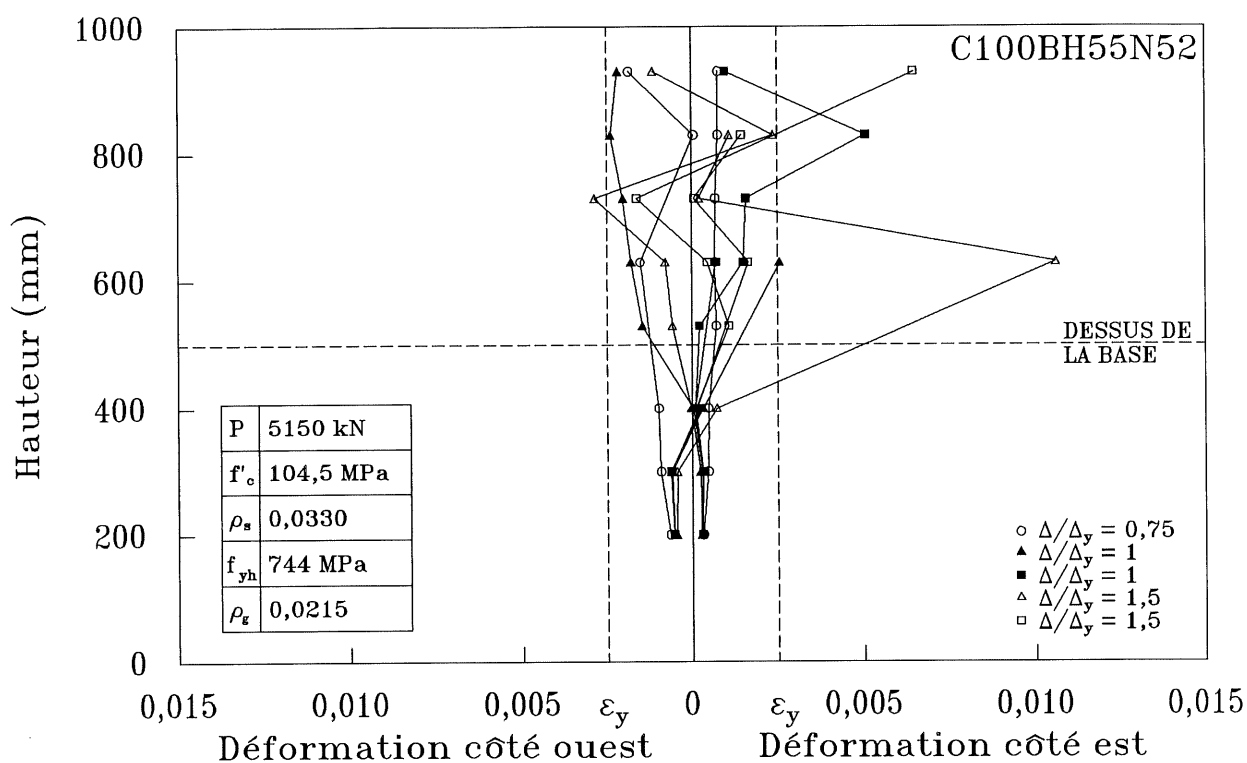


Figure 3.23 Progression de la déformation à différentes sections pour C100BH55N52

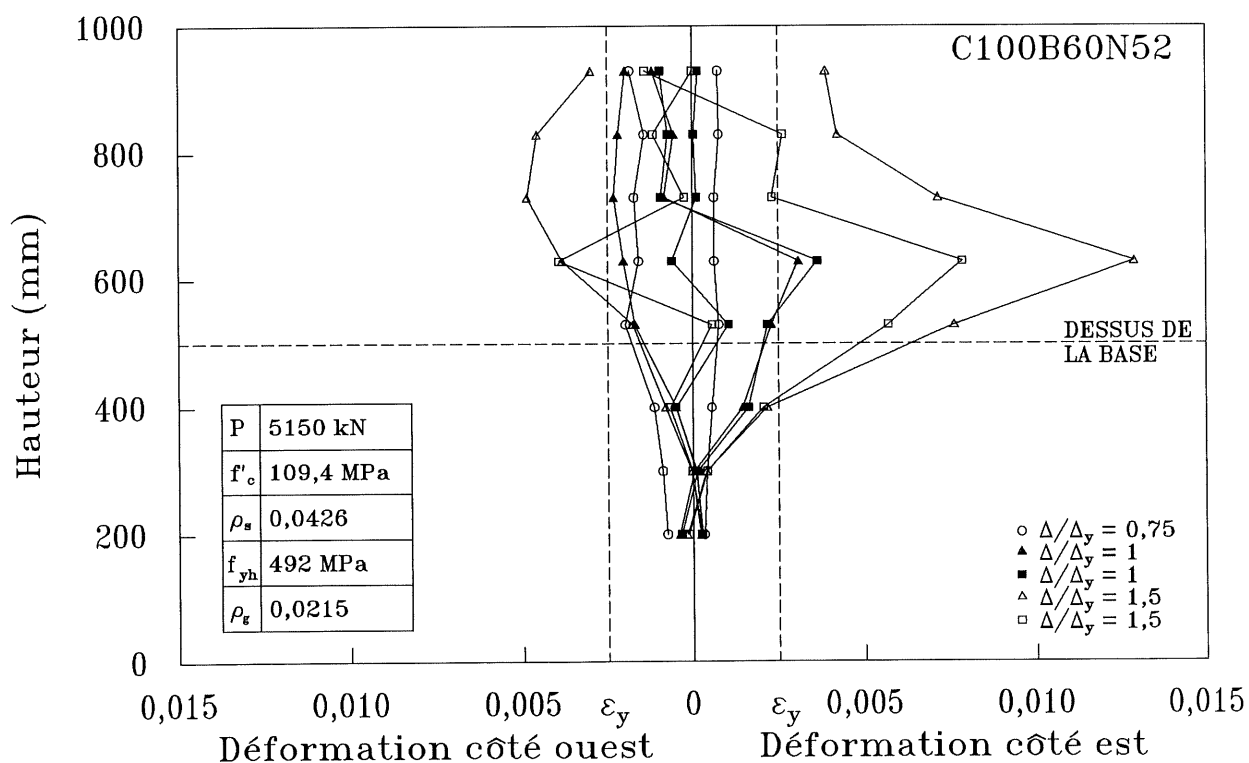


Figure 3.24 Progression de la déformation à différentes sections pour C100B60N52

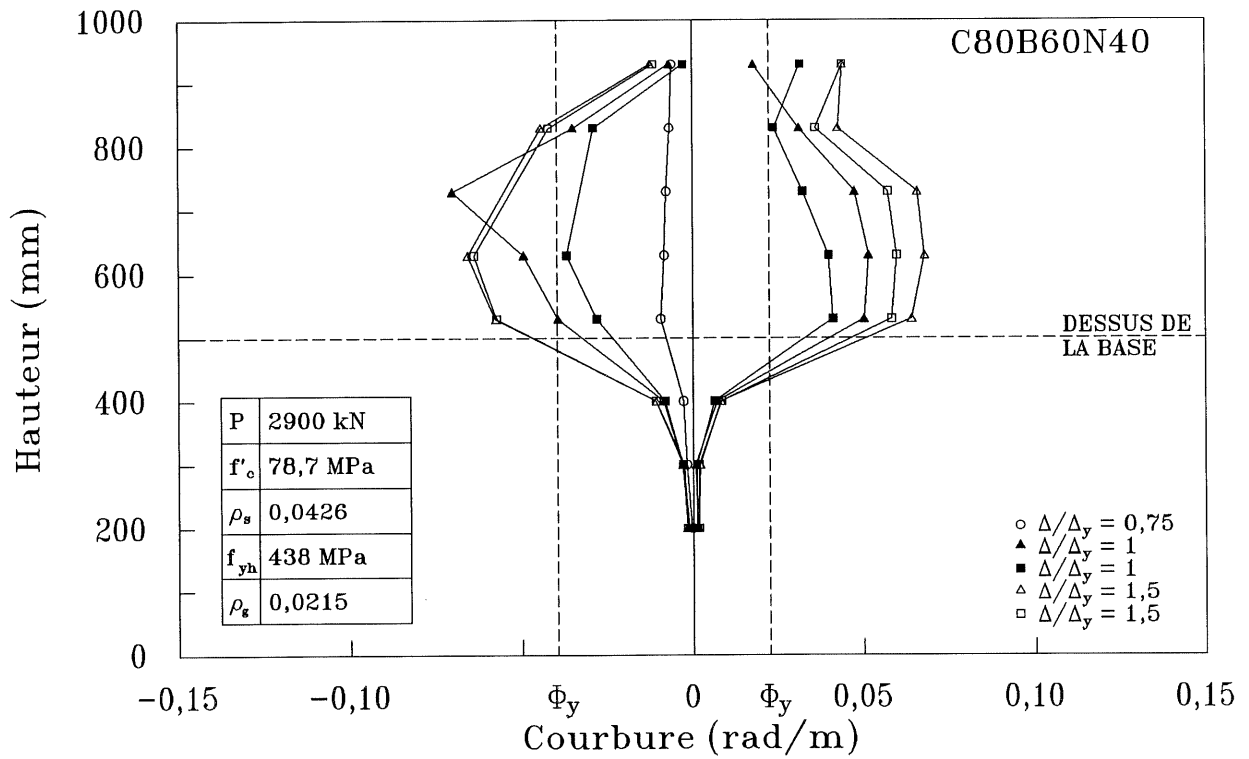


Figure 3.25 Progression de la courbure à différentes sections pour C80B60N40

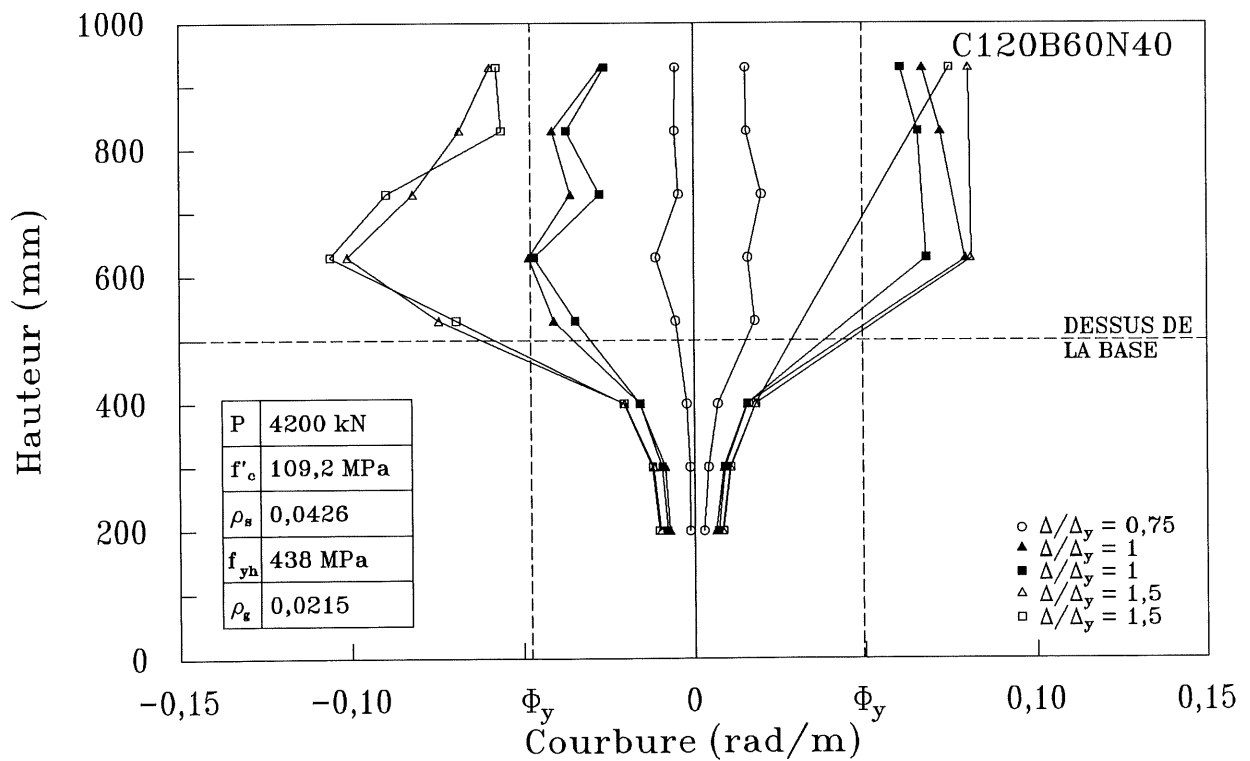


Figure 3.26 Progression de la courbure à différentes sections pour C120B60N40

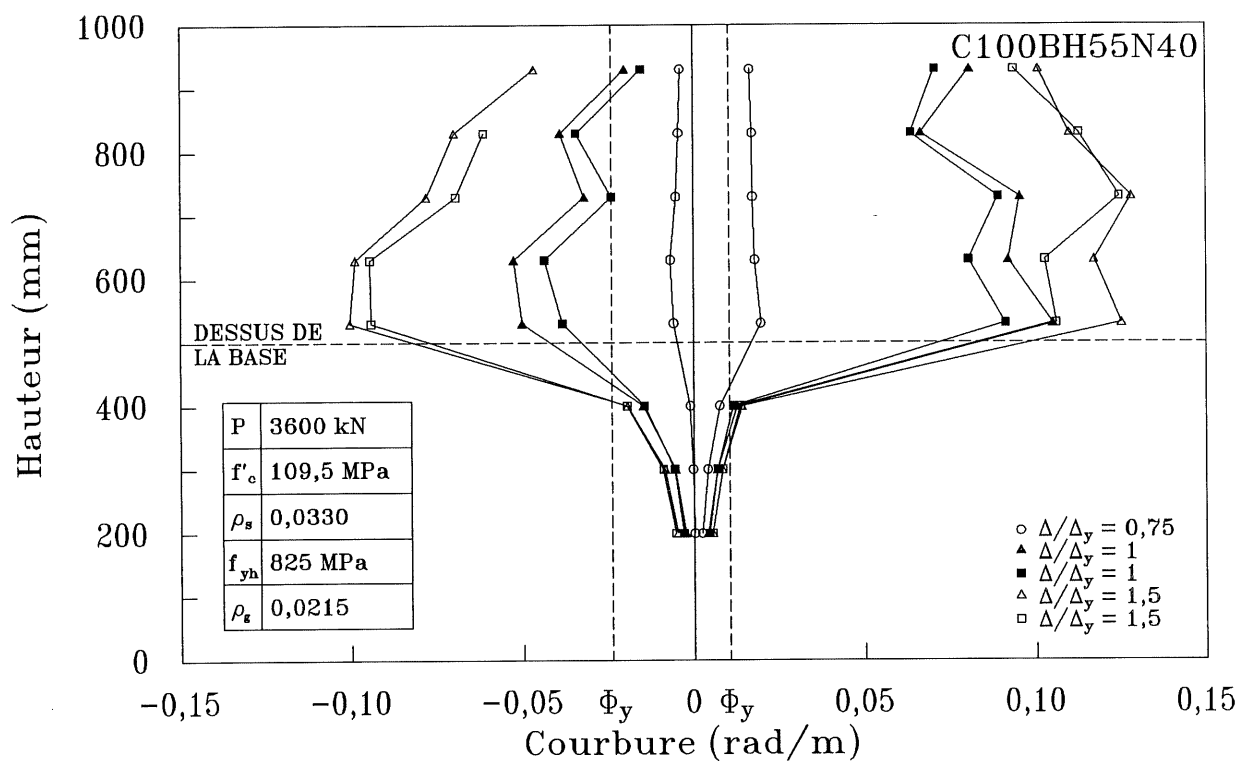


Figure 3.27 Progression de la courbure à différentes sections pour C100BH55N40

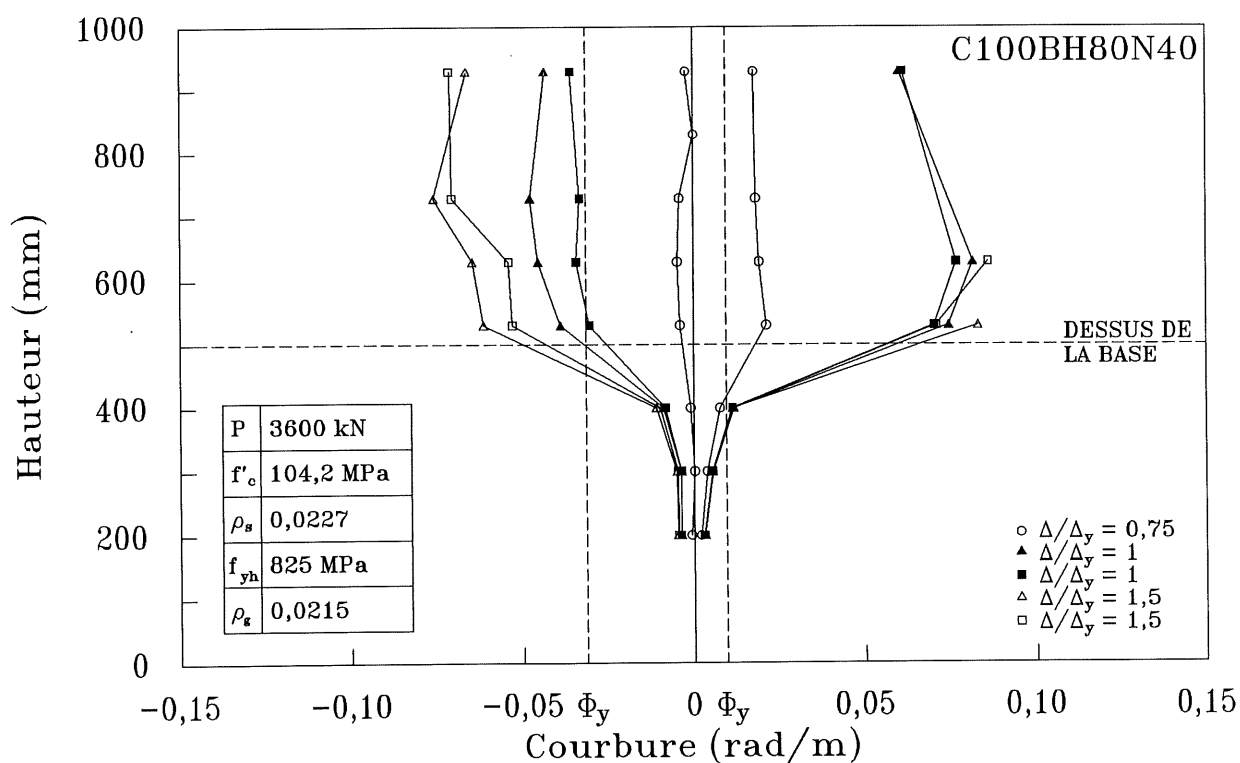


Figure 3.28 Progression de la courbure à différentes sections pour C100BH80N40

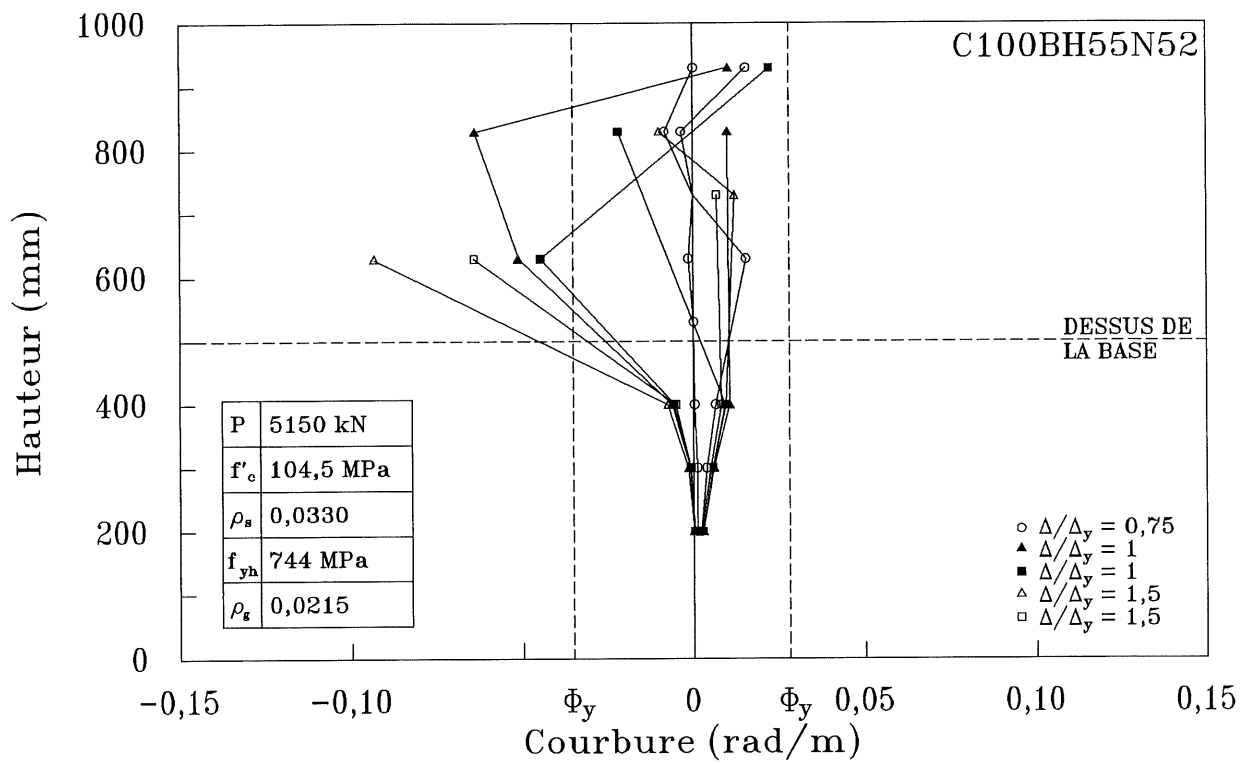


Figure 3.29 Progression de la courbure à différentes sections pour C100BH55N52

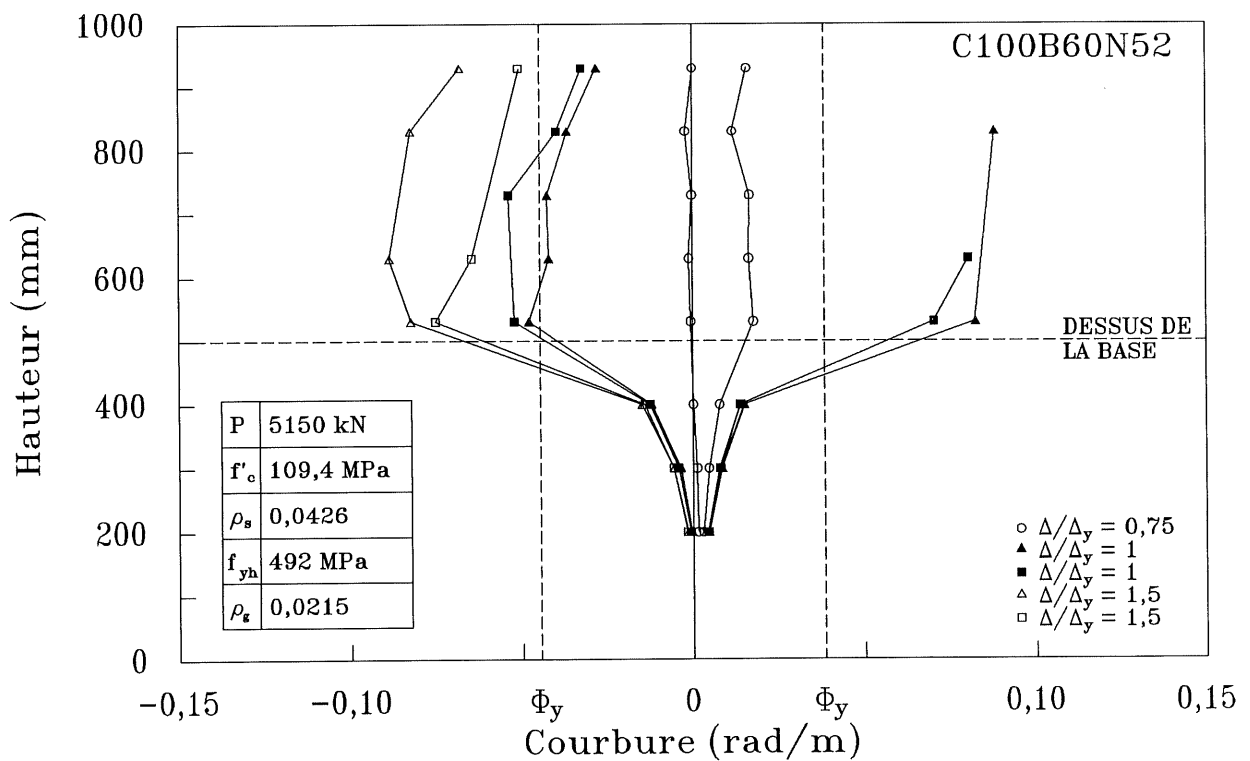


Figure 3.30 Progression de la courbure à différentes sections pour C100B60N52

3.5.2 Longueur de la rotule plastique équivalente

En utilisant la relation 1.32, la longueur de la rotule plastique équivalente a été calculée pour les résultats expérimentaux. La longueur de cette rotule plastique ainsi que le rapport ℓ_d/h sont montrés au tableau 3.4. Aucune longueur n'est calculée pour le poteau C100BH55N52 puisque la courbure ultime n'a pu être déterminée. L'équation empirique proposée par Pauley et Priestley (Éq. (1.33)) prédit une longueur de rotule plastique de 350 mm pour tous les poteaux testés.

Tableau 3.4 Longueur de la rotule plastique équivalente

Spécimen	ℓ_p (mm)	ℓ_p/h
C80B60N40	210	0,69
C120B60N40	610	1,99
C100BH55N40	610	1,99
C100BH80N40	570	1,86
C100BH55N52	—	—
C100B60N52	650	2,12

3.6 Perte du recouvrement

Les valeurs de la déformation du béton à laquelle s'est produit l'éclatement du recouvrement de béton, ε_{c1} , ont été évaluées et sont montrées au tableau 3.5. Ces valeurs ont été obtenues en réalisant une régression linéaire sur les valeurs des déformations au niveau des LVDT et des jauges. Le rapport entre la charge horizontale après la perte de recouvrement, H'_2 , et la charge avant la chute du recouvrement, H'_1 , est également montré.

Tableau 3.5 Déformation à la rupture du recouvrement

Spécimen	Direction est		Direction ouest	
	ε_{c1}	$\frac{H'_2}{H'_1}$	ε_{c1}	$\frac{H'_2}{H'_1}$
C80B60N40	-0,0027	0,94	-0,0033	0,98
C120B60N40	-0,0034	0,93	—	1,00
C100BH55N40	-0,0023	0,92	-0,0021	0,91
C100BH80N40	-0,0027	0,89	-0,0041	0,87
C100BH55N52	-0,0033	0,82	-0,0028	0,91
C100B60N52	-0,0027	0,91	-0,0032	0,93

La valeur moyenne de la déformation à la perte du recouvrement est de 0,0030. Cette valeur est inférieure à la déformation permise par le Code canadien qui est de 0,0035. La

grande quantité d'acier transversal utilisée dans les poteaux pourrait expliquer cette valeur plus faible. L'acier transversal forme des plans de faiblesse au niveau des étriers, et ceux-ci pourraient entraîner une rupture prématurée du recouvrement. La perte de résistance lors de la chute du recouvrement a atteint 18 % pour le poteau C100BH55N52.

3.7 Zone d'endommagement

La figure 3.31 montre l'étendue de la zone endommagée pour chacun des poteaux. La zone où le recouvrement de béton est tombé est indiquée sur la figure de même que l'étendue de la zone où des arches se sont formées entre les étriers. La figure 3.32 illustre l'état des spécimens à la fin des essais.

3.8 Sollicitation des étriers

Les déformations mesurées dans les deux premiers étriers des poteaux sont montrées aux figures 3.33 à 3.38. Ces courbes montrent l'évolution des déformations en fonction du niveau de ductilité atteint. Deux courbes ont été tracées pour chacun des étriers : une courbe moyenne et une courbe reliant les maximums. La limite élastique, ε_{yh} , pour les étriers réalisés en utilisant de l'acier conventionnel est montrée sur les figures. La limite élastique de l'acier à haute limite d'élasticité se situe à environ 0,006, une valeur bien au-delà des valeurs de déformations mesurées. L'utilisation d'acier possédant une limite élastique élevée ne semble pas permettre d'obtenir une pression de confinement plus importante que celle obtenue en utilisant de l'acier conventionnel. Le tableau 3.6 donne la sollicitation maximale de l'acier transversal au cours des essais ainsi que la limite élastique requise pour éviter la plastification des étriers.

Tableau 3.6 Sollicitation des étriers

Spécimen	$\varepsilon_{h(max)}$	$f_{yh(requis)}$ (MPa)
C80B60N40	0,00230	460
C120B60N40	0,00234	468
C100BH55N40	0,00215	430
C100BH80N40	0,00247	494
C100BH55N52	0,00208	416
C100B60N52	0,00257	514

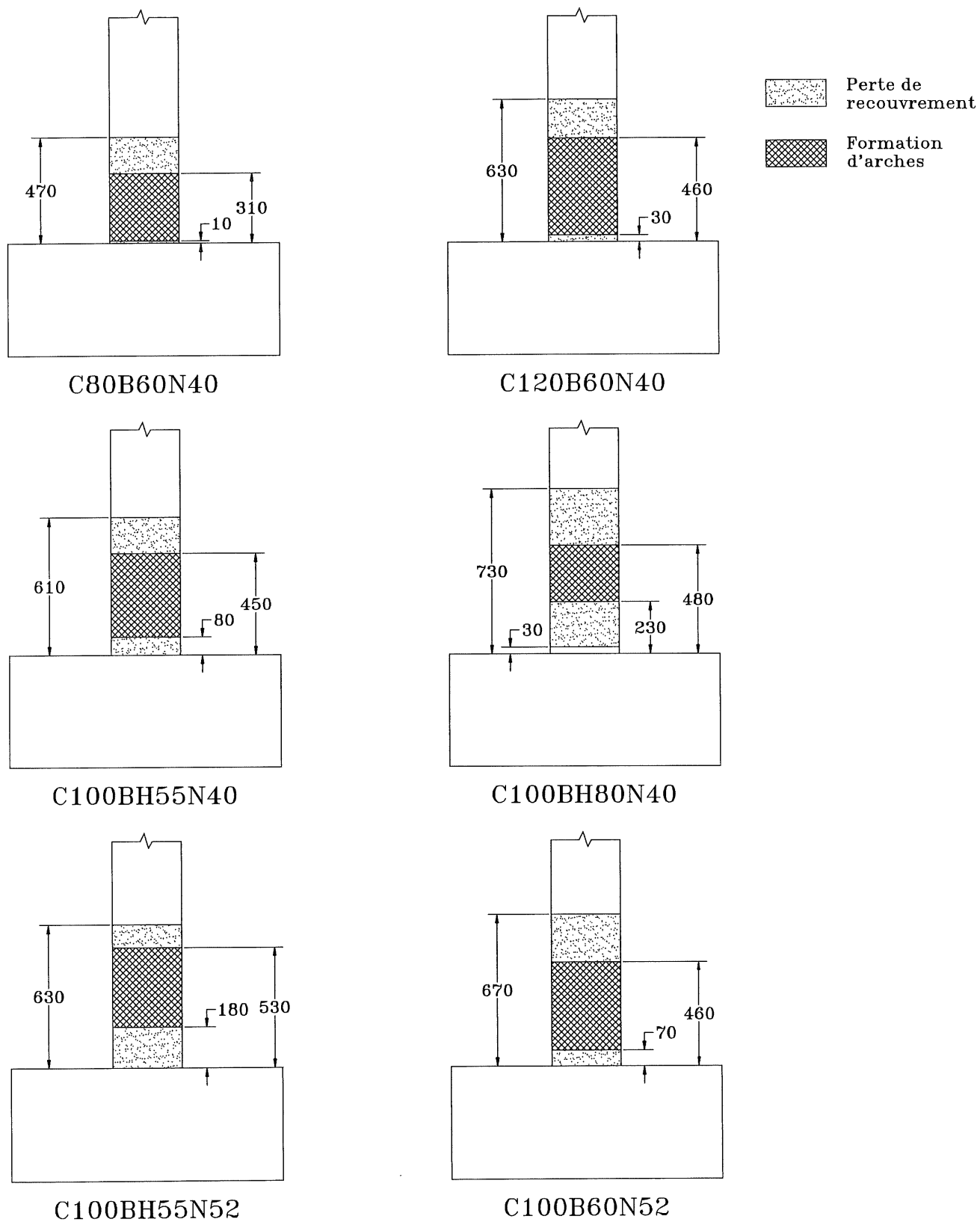


Figure 3.31 Étendue des dommages à la fin des essais

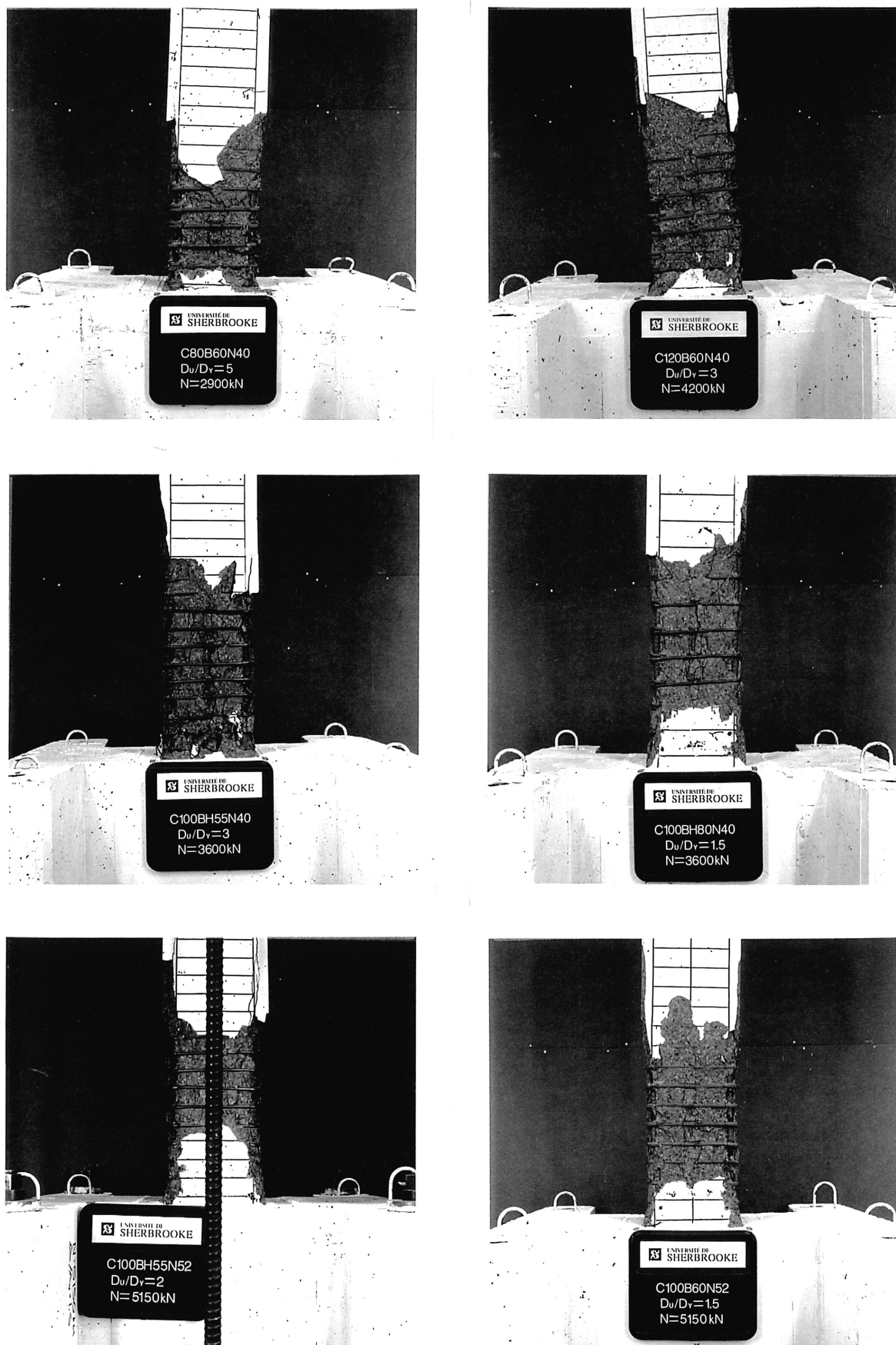


Figure 3.32 État des poteaux à la fin des essais

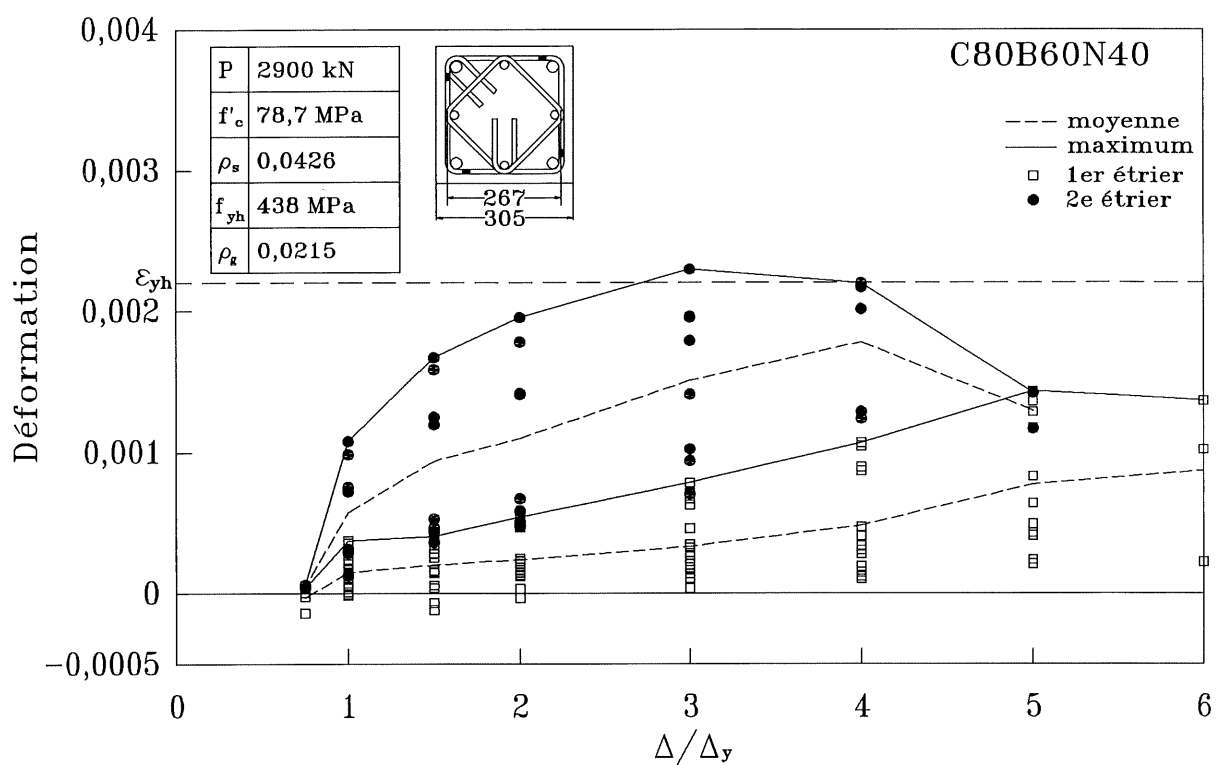


Figure 3.33 Évolution des déformations dans les étriers pour C80B60N40

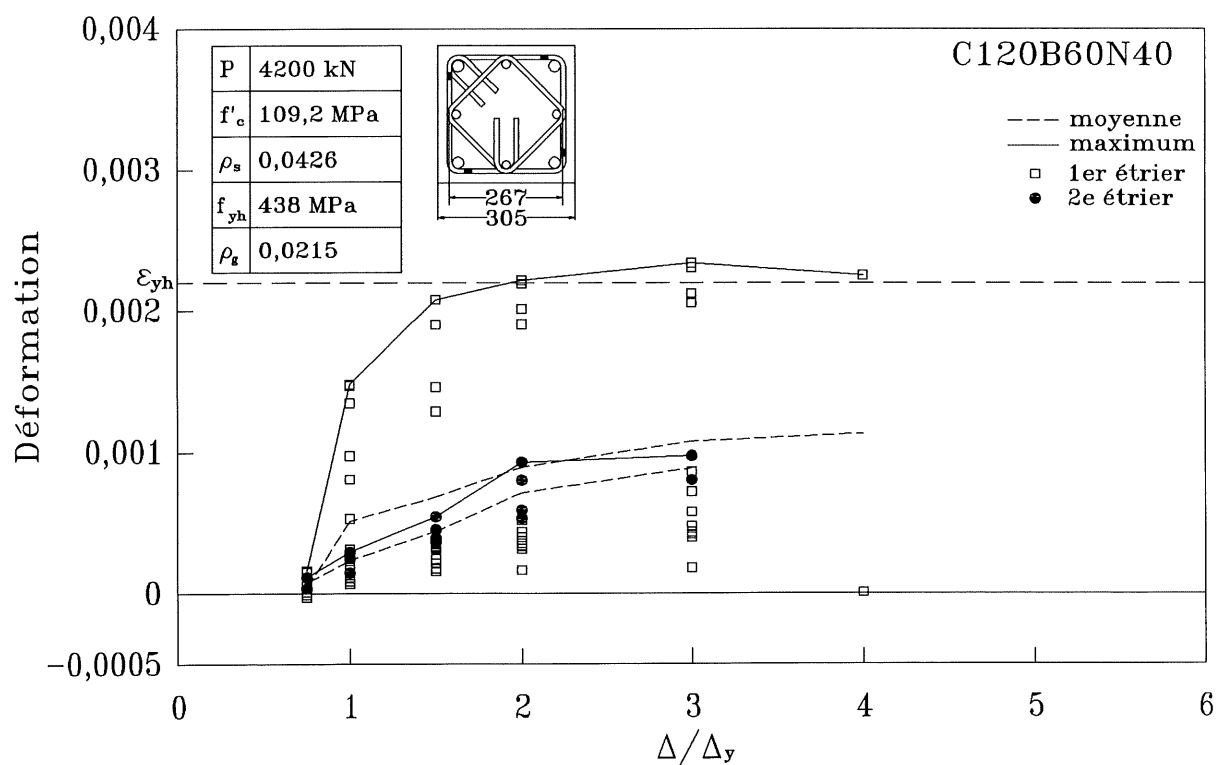


Figure 3.34 Évolution des déformations dans les étriers pour C120B60N40

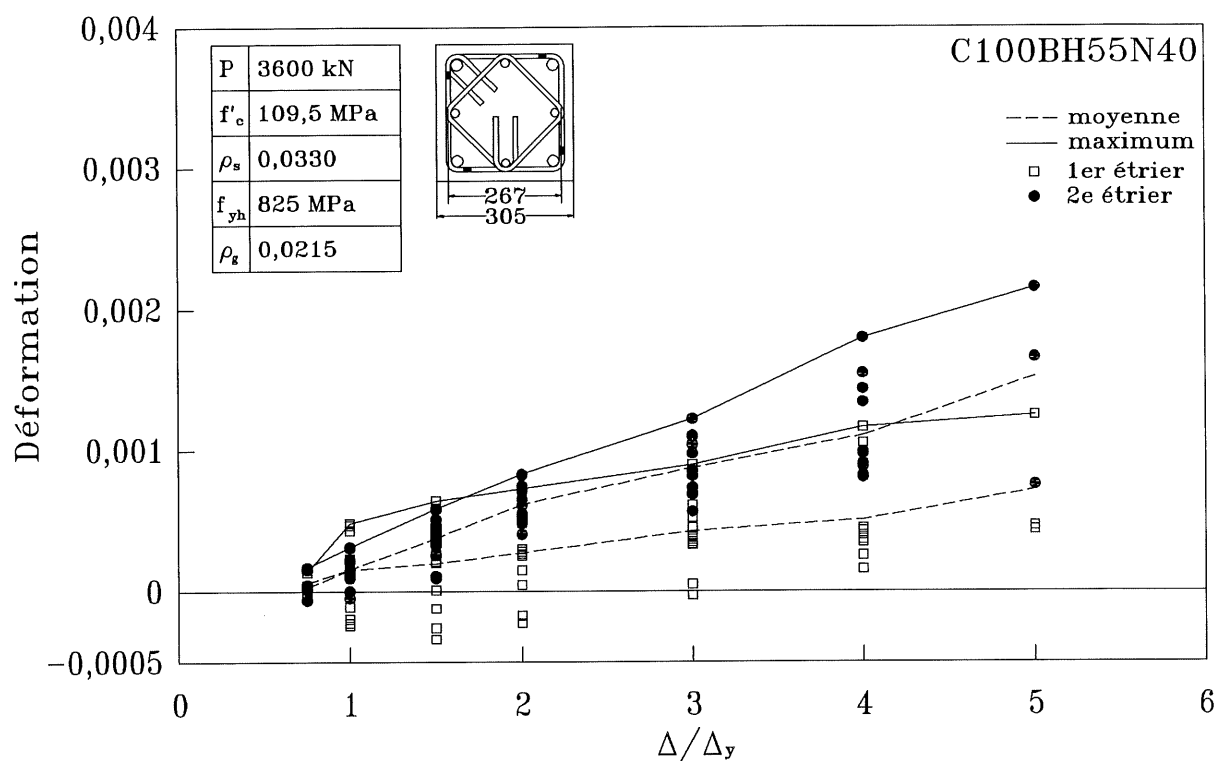


Figure 3.35 Évolution des déformations dans les étriers pour C100BH55N40

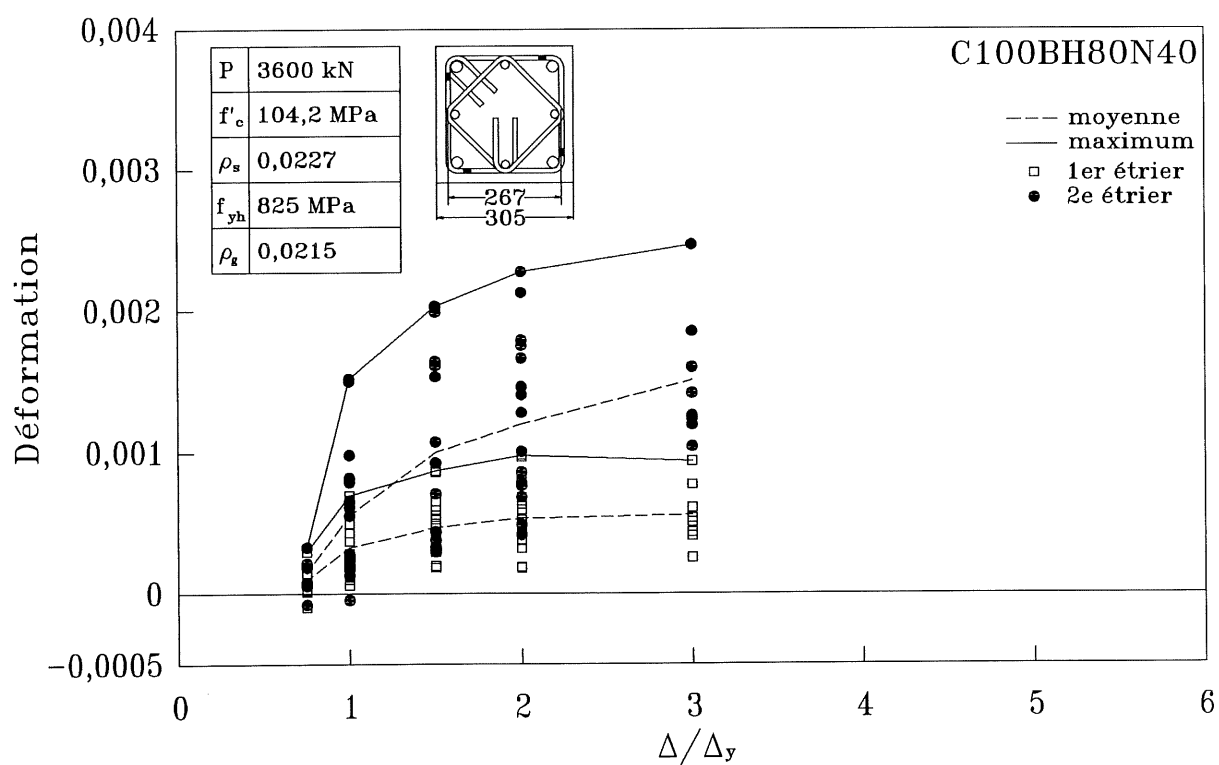


Figure 3.36 Évolution des déformations dans les étriers pour C100BH80N40

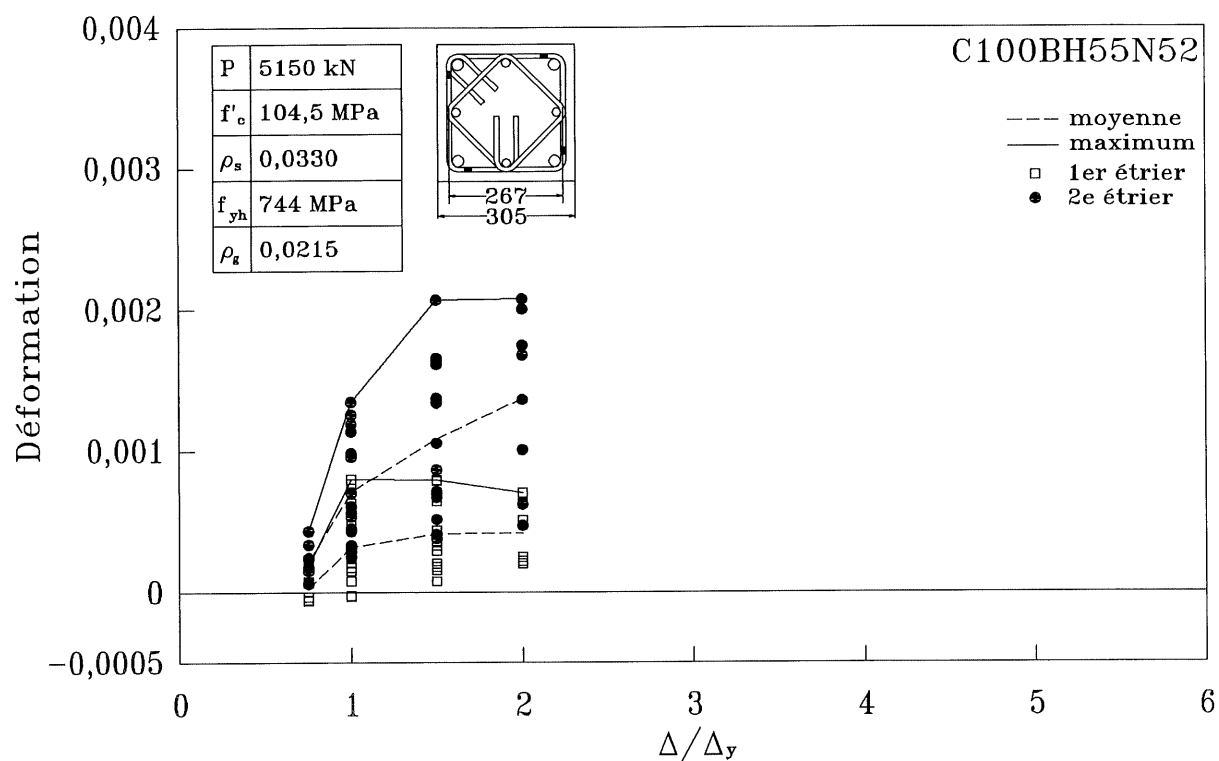


Figure 3.37 Évolution des déformations dans les étriers pour C100BH55N52

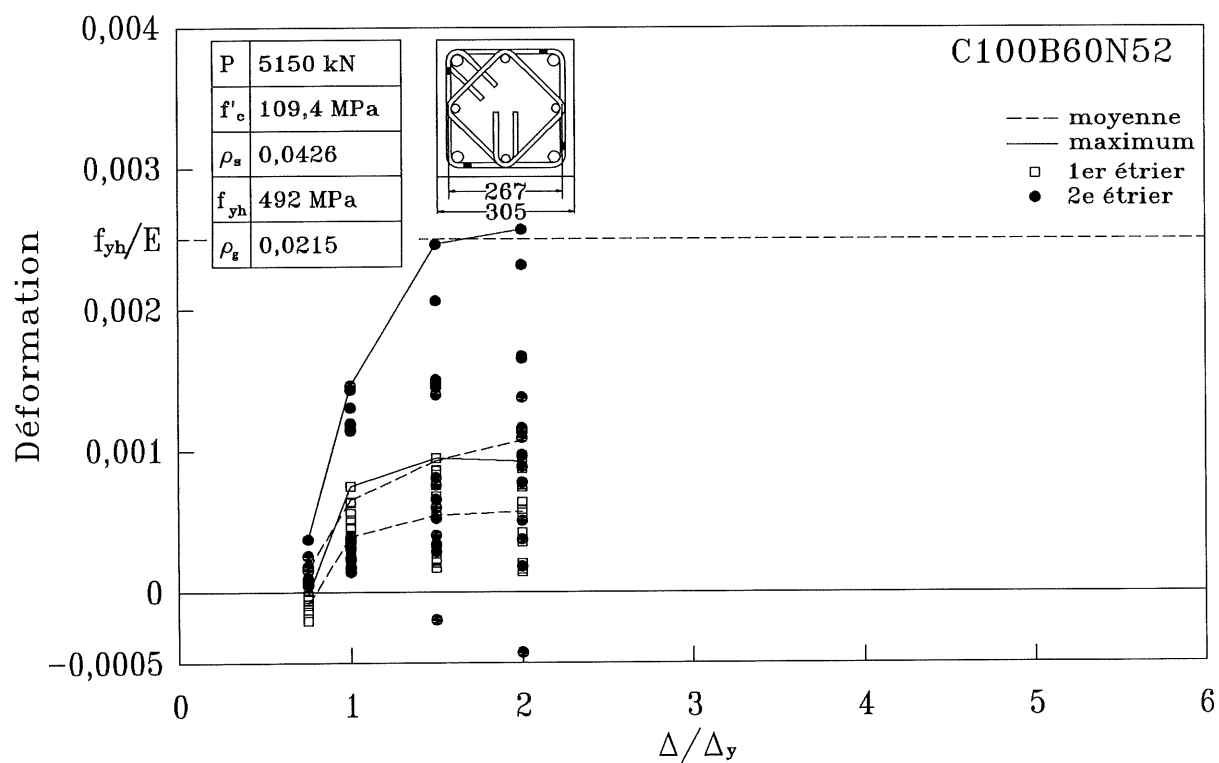


Figure 3.38 Évolution des déformations dans les étriers pour C100B60N52

Chapitre 4

Analyse des résultats

Ce chapitre présente les prédictions de la relation moment-courbure obtenues en utilisant le modèle de Park, Priestley et Gill et le modèle de Cusson et Paultre. Une modification au modèle de Cusson et Paultre est ensuite proposée pour augmenter la ductilité des sections lors de l'étude d'éléments fléchis. Le modèle modifié est ensuite utilisé pour prédire le déplacement au sommet des poteaux. Les résultats obtenus sur les poteaux testés sont comparés afin de montrer l'influence de la résistance du béton, du niveau de chargement axial, et de l'indice de confinement effectif sur le comportement des poteaux.

4.1 Prédiction de la relation moment-courbure

Cette section présente des prédictions de la relation moment-courbure calculées en utilisant la méthode de discrétisation par couche. Les prédictions réalisées à partir du modèle de Park, Priestley et Gill (1982), ainsi que du modèle de Cusson et Paultre (1993), sont présentées aux figures 4.1 à 4.5. Les prédictions obtenues en utilisant le modèle de Cusson et Paultre modifié pour la flexion sont également présentées. Les modifications apportées au modèle original seront expliquées dans cette section. Les points expérimentaux montrés correspondent aux valeurs obtenues en fin de cycle et ont été tirés des courbes moment-courbure présentées au chapitre précédent.

Tous les modèles utilisés ont bien évalué la perte de résistance résultant de la rupture du recouvrement de béton. Le modèle de Cusson et Paultre a cependant sous-estimé la résistance de la section avant la perte de recouvrement pour le poteau C100B60N52. Le modèle de Park, Priestley et Gill qui a été développé pour des bétons ordinaires surestime grandement la ductilité des sections; il ne devrait donc pas être utilisé à cette fin. De plus, ce modèle utilise la limite élastique des étriers dans l'évaluation du gain de résistance dû au confinement. Les essais réalisés dans le cadre de la présente recherche ont cependant permis

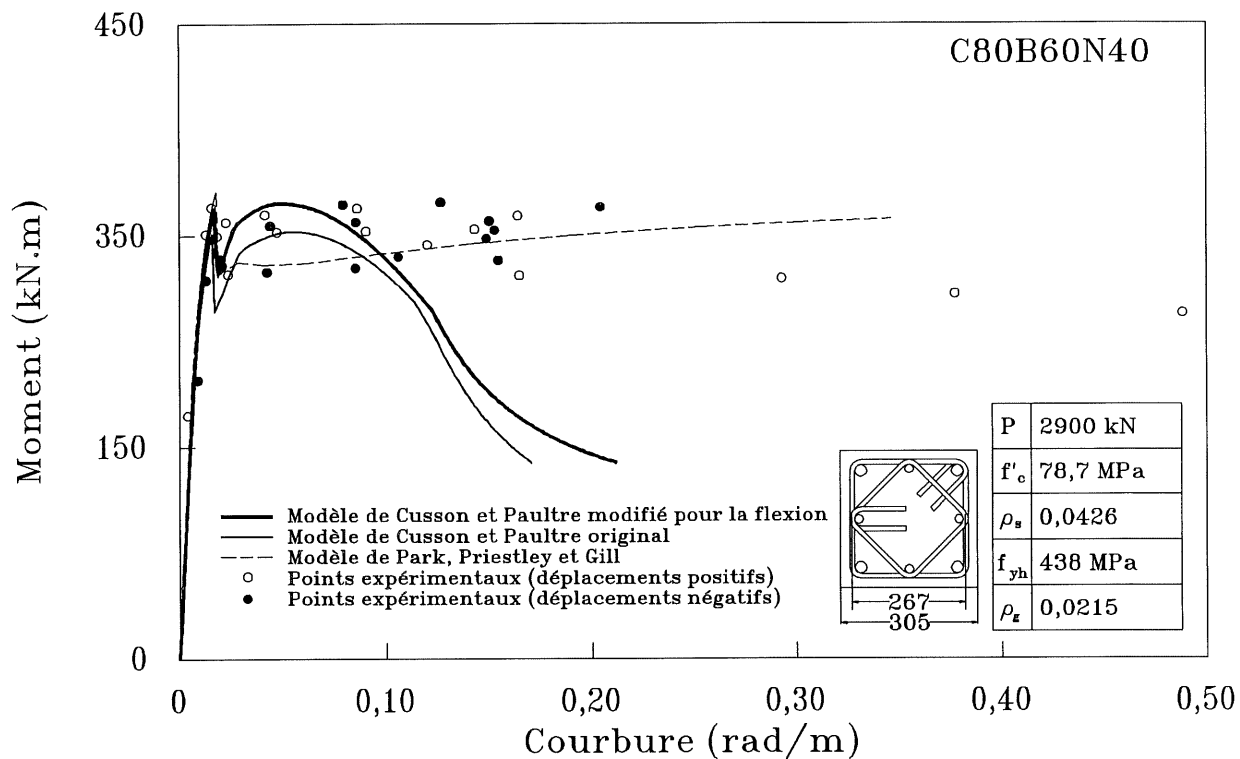


Figure 4.1 Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C80B60N40

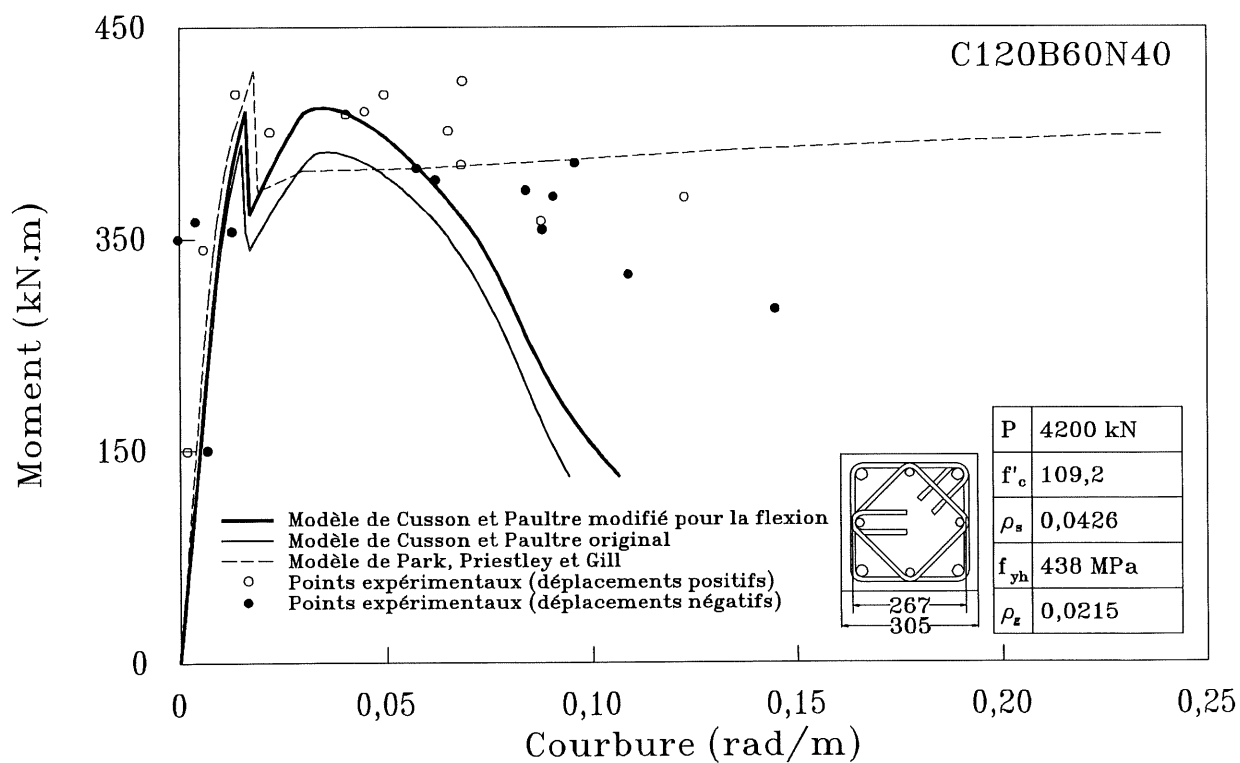


Figure 4.2 Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C120B60N40

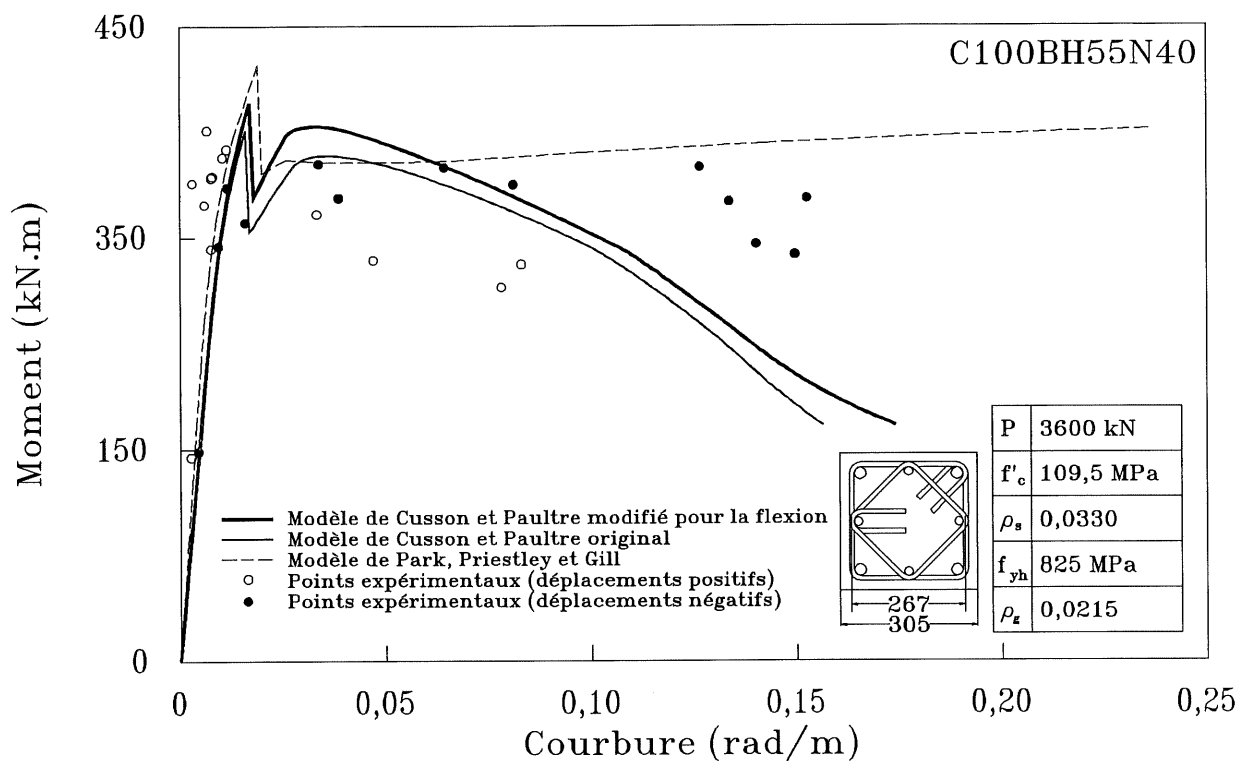


Figure 4.3 Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C100BH55N40

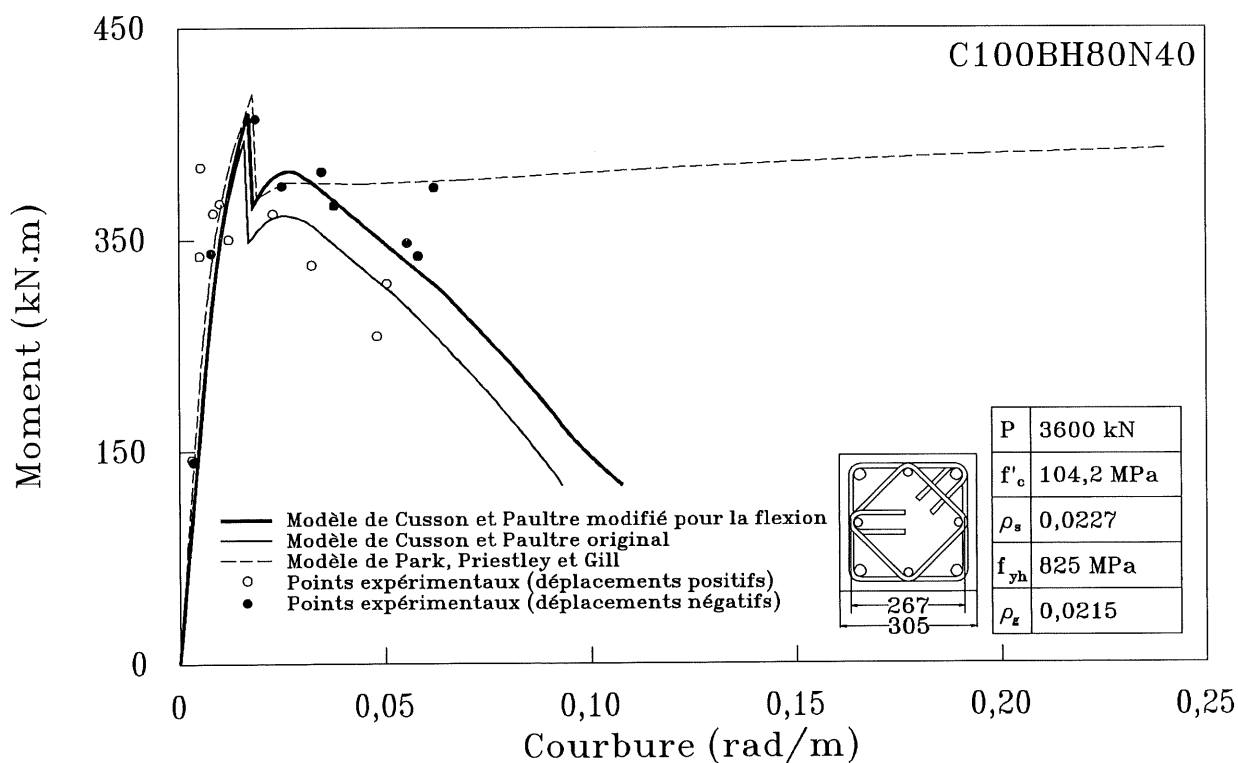


Figure 4.4 Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C100BH80N40

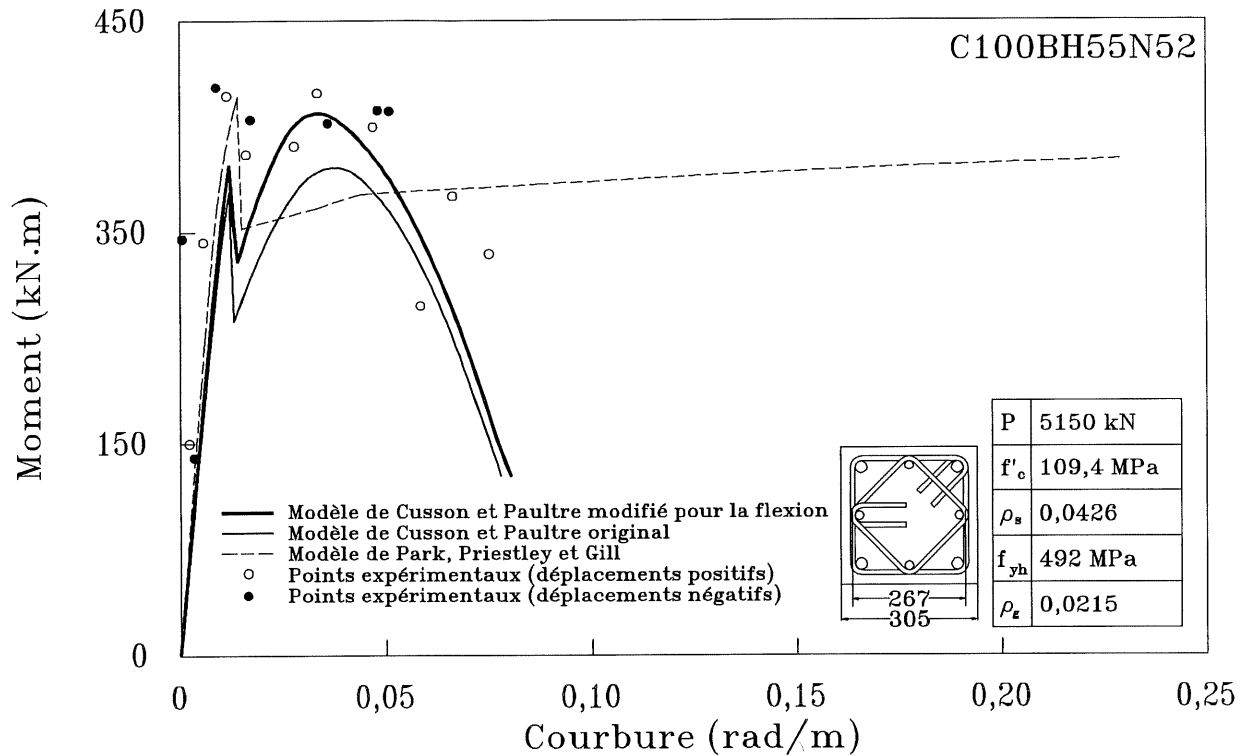


Figure 4.5 Prédiction de la relation moment-courbure pour le poteau C100B60N52

de montrer que la pleine résistance de l'acier à haute limite d'élasticité n'était pas atteinte avant la rupture des poteaux. Le modèle de Cusson et Paultre qui a été calibré sur des poteaux soumis à un chargement axial concentrique a sous-estimé la ductilité des sections, principalement celles construites avec de l'acier de 400 MPa.

Afin de tenir compte du gradient de contrainte qui existe dans une section soumise à la flexion, il est proposé de modifier le modèle de Cusson et Paultre. La résistance du béton, f'_c , sera utilisée dans les équations du modèle à la place de f_{co} . Cette modification va permettre d'augmenter la résistance du béton confiné. Les équations (1.9) et (1.10) deviennent alors :

$$f_{cc} = f'_c \left[1,0 + 2,1 \left(\frac{f_{le}}{f'_c} \right)^{0,7} \right] \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 0,21 \left(\frac{f_{le}}{f'_c} \right)^{1,7} \quad (4.2)$$

Le paramètre k_2 qui affecte la pente de la partie descendante de la courbe contrainte-déformation est également modifié. L'équation (1.15) devient donc :

$$k_2 = 0,58 + 16 \left(\frac{f_{le}}{f'_c} \right)^{1,4} \quad (4.3)$$

L'indice de confinement effectif pour les sections soumises à de la flexion, I_{cf} , est donné par l'expression suivante :

$$I_{cf} = \frac{f_{\ell e}}{f'_c} \quad (4.4)$$

Les modifications apportées au modèle de Cusson et Paultre ont permis d'obtenir une meilleure corrélation entre les prédictions et les résultats expérimentaux. En utilisant le modèle modifié on obtient une meilleure évaluation de la résistance du béton confinée, c'est-à-dire la résistance au deuxième pic. De plus, un certain gain de ductilité a pu être obtenu.

4.2 Prédiction de la relation force-déplacement

La relation entre la force appliquée et le déplacement au sommet du poteau a été évaluée à partir de la distribution de la courbure sur le poteau. Cette distribution a été évaluée en utilisant les résultats de l'analyse de la relation moment-courbure réalisée avec le modèle de Cusson et Paultre modifié. Le déplacement du sommet du poteau peut être exprimé par la relation suivante :

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_p + \Delta_g \quad (4.5)$$

Le déplacement dû à la courbure élastique du poteau, Δ_e , a été évalué en utilisant le théorème du moment des aires. Le déplacement Δ_p apparaît après la plastification des barres longitudinales et est causé par la rotation du poteau au niveau de la rotule plastique. La longueur de la rotule plastique a été évaluée en utilisant l'équation (1.33) et est égale à 350 mm pour tous les poteaux. Finalement, le déplacement Δ_g est dû au glissement des barres longitudinales sur la longueur de développement de l'ancrage.

Les courbes force-déplacement obtenues analytiquement sont illustrées aux figures 4.6 à 4.11. Les courbes force corrigée-déplacement issues des essais sont également montrées sur les figures. Le modèle prédit adéquatement la résistance des poteaux avant la rupture du recouvrement pour les spécimens testés à 40 % de $A_g f'_c$. Pour les spécimens testés sous une charge axiale plus importante, la résistance avant la rupture du recouvrement est sous-estimée. La résistance du béton confinée est relativement bien évaluée par le modèle pour tous les poteaux testés. Cependant, le modèle a sous-évalué la ductilité des poteaux, principalement pour les spécimens C80B60N40 et C120B60N40.

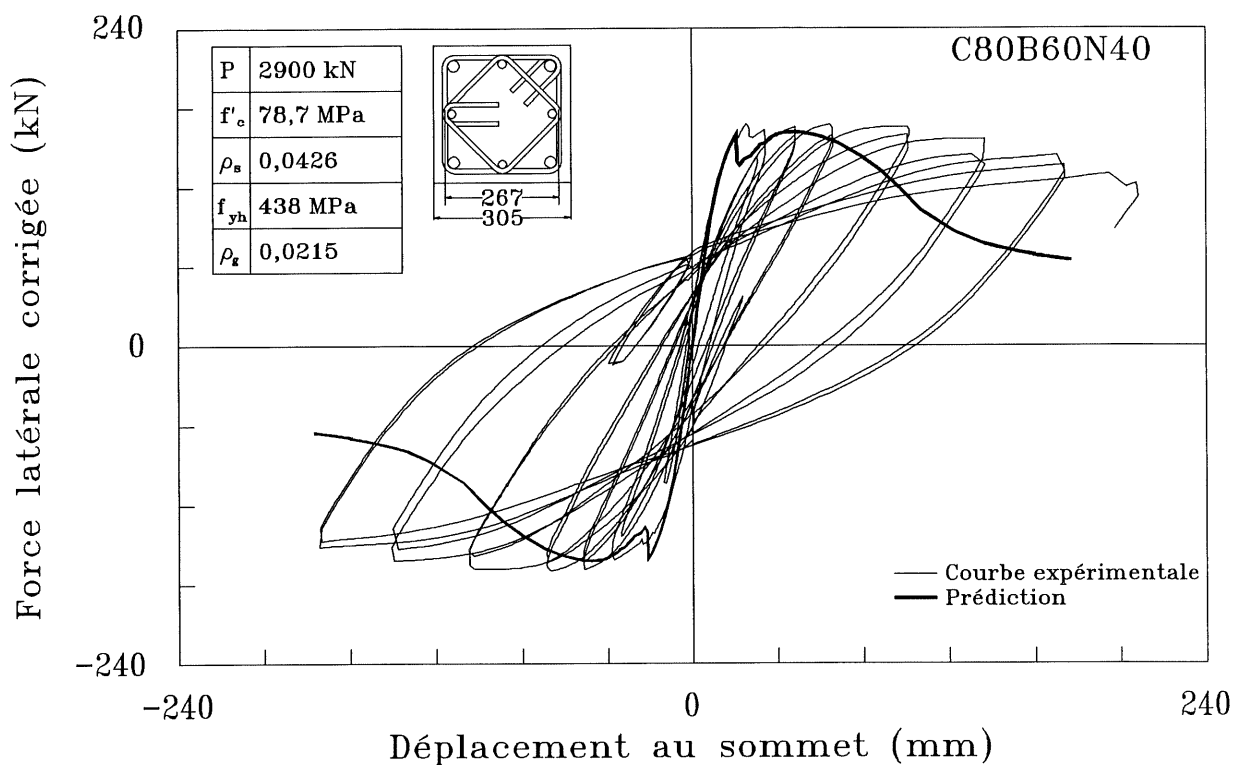


Figure 4.6 Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C80B60N40

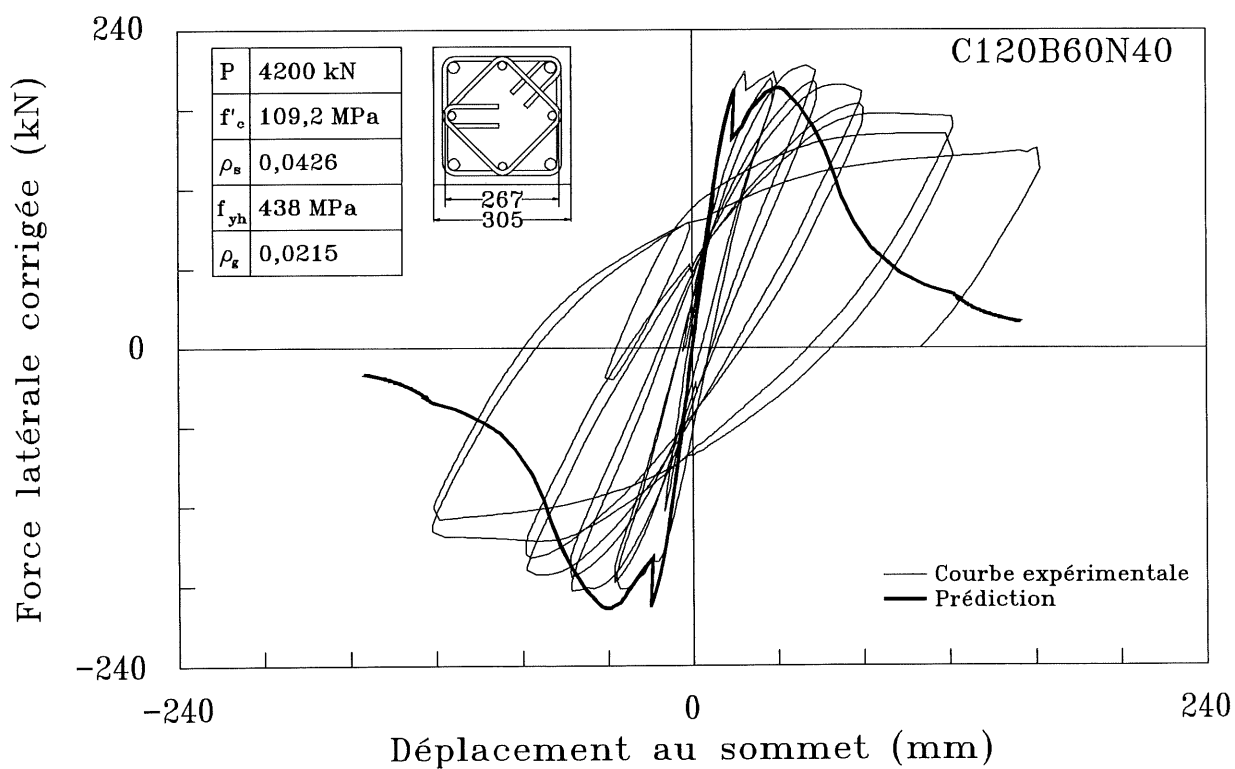


Figure 4.7 Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C120B60N40

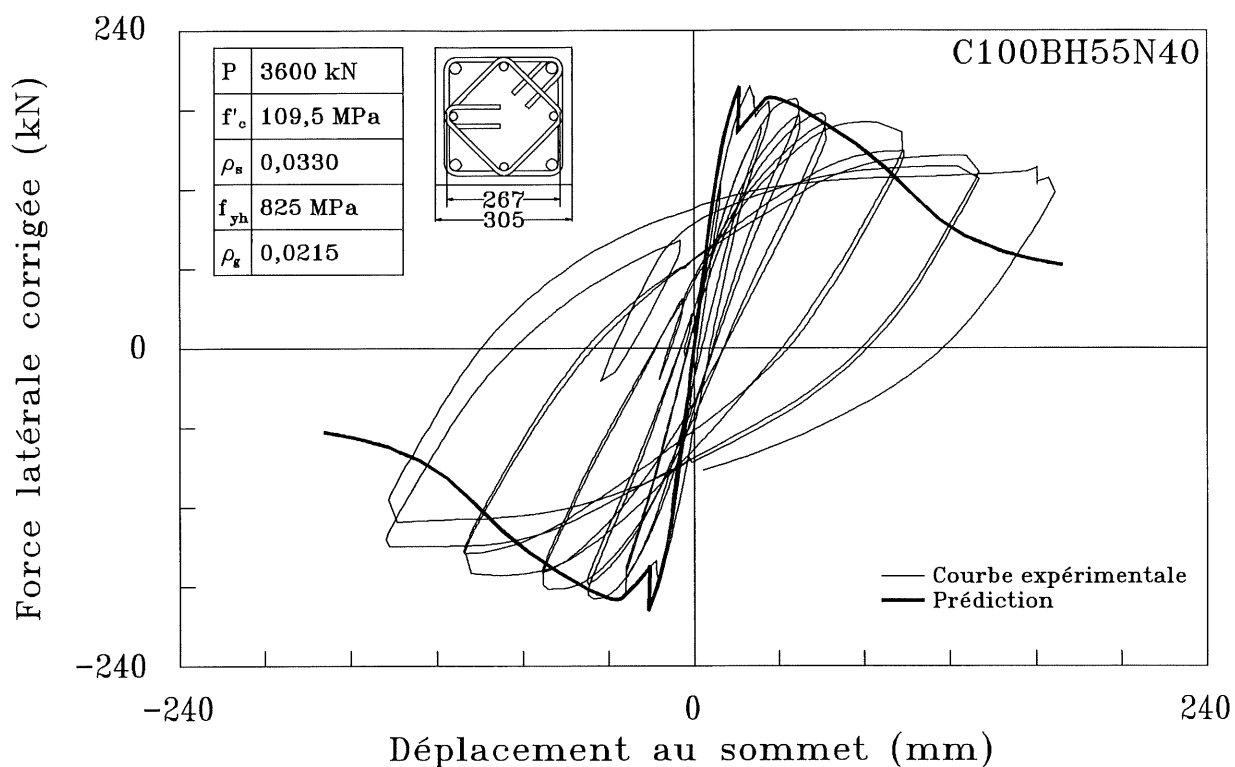


Figure 4.8 Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100BH55N40

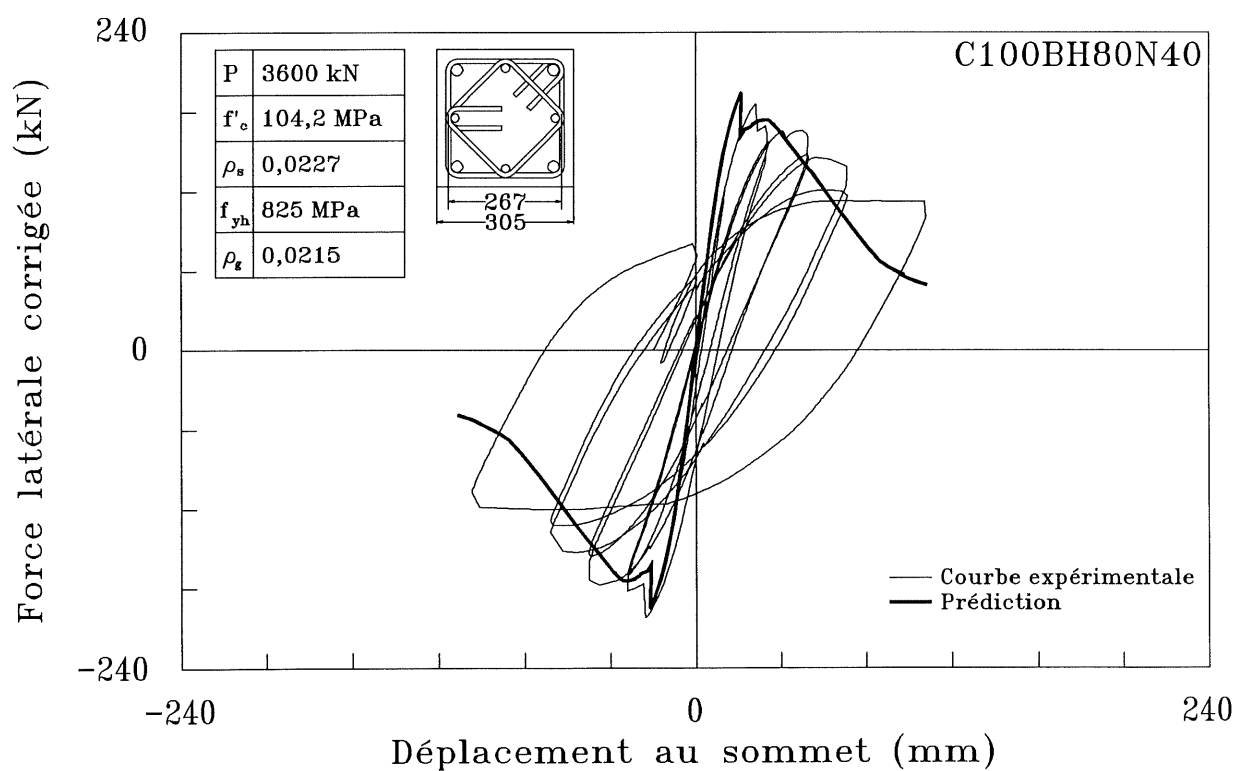


Figure 4.9 Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100BH80N40

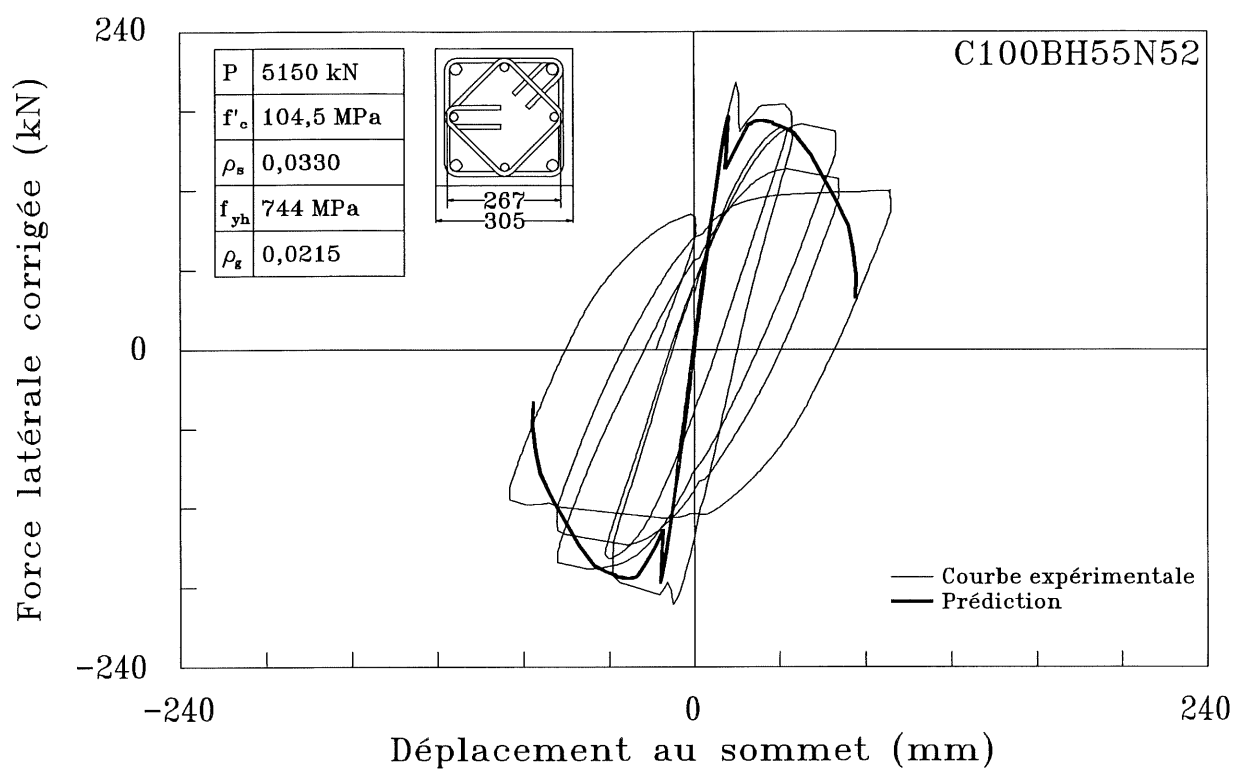


Figure 4.10 Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100BH55N52

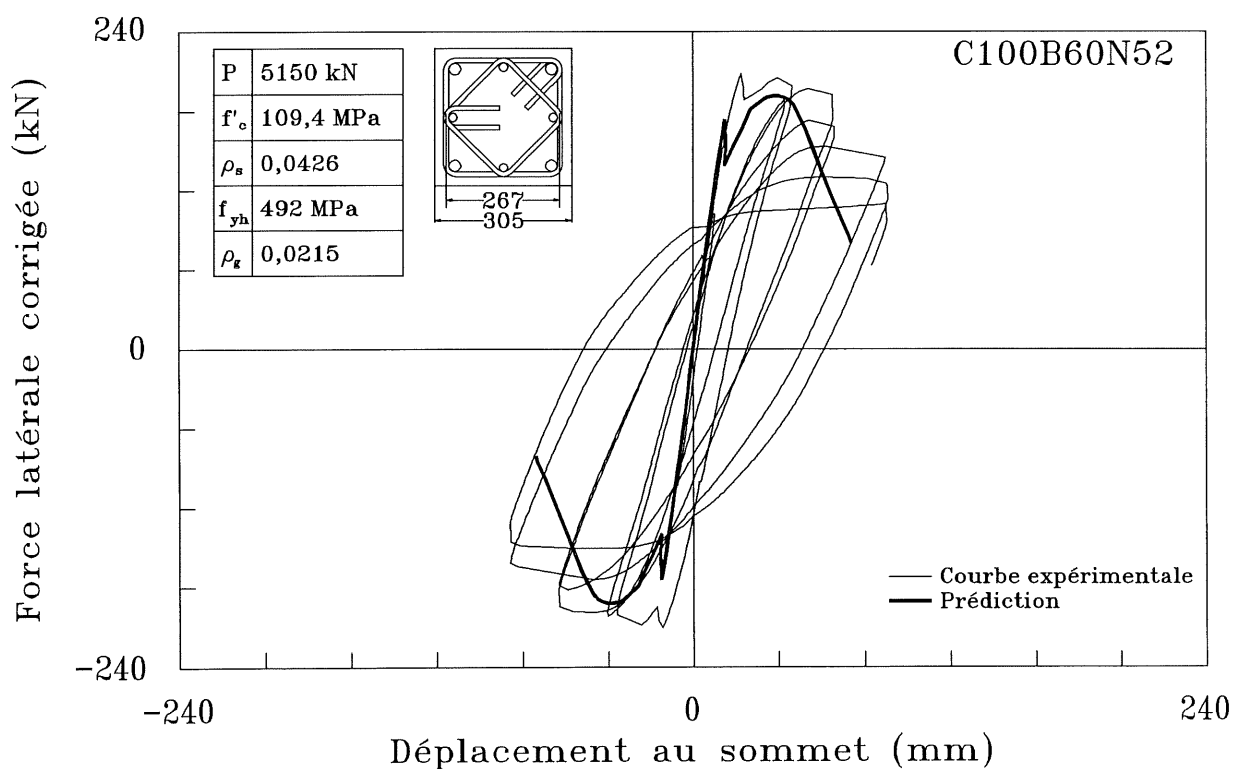


Figure 4.11 Prédiction de la relation force-déplacement pour le poteau C100B60N52

4.3 Prédiction des contraintes dans les étriers

Les contraintes dans les étriers ont été prédites en utilisant le modèle de Cusson et Paultre modifié et sont montrées au tableau 4.1. La pression de confinement effective ainsi que l'indice de confinement effectif pour la flexion, I_{cf} , ont été calculés en utilisant cette contrainte et leurs valeurs sont également indiquées. La dernière colonne du tableau présente le rapport entre la contrainte prédite dans les étriers et la contrainte maximale mesurée. Les résultats montrent que le modèle permet d'obtenir une bonne évaluation de la sollicitation des étriers. Il est à noter que seuls les étriers des poteaux C80B60N40 et C120B60N40 ont été construits avec de l'acier possédant un plateau plastique bien défini.

Tableau 4.1 Contraintes dans les étriers

Spécimen	f_{hcc} (MPa)	f_{le} (MPa)	I_{cf}	$\frac{f_{hcc}}{f_{h(max)}}$
C80B60N40	438	6,43	0,082	1,00
C120B60N40	438	6,43	0,059	1,00
C100BH55N40	418	4,80	0,044	0,97
C100BH80N40	361	2,57	0,025	0,73
C100BH55N52	447	5,14	0,049	1,07
C100B60N52	461	6,76	0,062	1,00

4.4 Influence des variables testées

Dans cette section, les résultats obtenus lors des essais sont comparés afin de faire ressortir l'influence de diverses variables sur le comportement des poteaux. Étant donné le petit nombre de spécimens testés, seulement les tendances peuvent être montrées. Le tableau 4.2 résume les résultats obtenus sur les poteaux testés.

Tableau 4.2 Résumé des résultats

Spécimen	f'_c (MPa)	$P/A_g f'_c$	ρ_s (%)	f_{yh} (MPa)	τ	I_{cf}	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\phi I}$	I_w
C80B60N40	78,7	0,40	4,26	438	0,237	0,082	11,1	35,4	30,3
C120B60N40	109,2	0,41	4,26	438	0,171	0,059	5,8	6,4	9,2
C100BH55N40	109,5	0,35	3,30	825	0,248	0,044	5,8	8,5	11,3
C100BH80N40	104,2	0,37	2,27	825	0,179	0,025	2,9	5,1	3,7
C100BH55N52	104,5	0,53	3,30	744	0,235	0,049	4,0	—	3,5
C100B60N52	109,4	0,51	4,26	492	0,192	0,062	4,2	6,7	5,0

4.4.1 Résistance du béton

Les résultats obtenus sur trois poteaux construits en utilisant des bétons possédant des résistances de 79, 98 et 109 MPa sont présentés au tableau 4.3. L'armature longitudinale et transversale ainsi que le niveau de chargement axial sont constants pour tous les spécimens. L'augmentation de la résistance du béton a entraîné une augmentation du moment pouvant être appliqué sur le poteau et une diminution de la ductilité. L'utilisation de béton possédant une résistance de 98 MPa a entraîné une baisse de 58 % de la ductilité structurale par rapport au béton de 79 MPa. Une diminution importante de la ductilité sectionnelle a aussi été observée. Les poteaux construits avec du béton de 98 et de 109 MPa ont montré une ductilité similaire. Cependant, l'indice de travail, qui est un indicateur de l'énergie dissipée par la structure, est plus faible pour le poteau C120B60N40.

Tableau 4.3 Influence de la résistance du béton

Spécimen	f'_c (MPa)	$P/A_g f'_c$	M_{max} (kN · m)	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\phi I}$	I_w
C80B60N40	78,7	0,40	337	11,1	35,4	30,3
C100B60N40†	98,2	0,39	385	4,7	7,6	15,7
C120B60N40	109,2	0,41	396	5,8	6,4	9,2

†poteau testé par Légeron (1994)

4.4.2 Charge axiale

Le tableau 4.4 montre les résultats obtenus sur deux groupes de poteaux. Le premier groupe inclut des poteaux construits avec de l'acier de 400 MPa, et le second, des poteaux construits avec de l'acier possédant une limite d'élasticité élevée. Dans les deux cas, l'augmentation de la charge axiale a permis d'atteindre un moment plus important à la base des poteaux. Ceux-ci étaient donc situés sous le point balancé du diagramme d'interaction. L'augmentation du niveau de chargement axial a entraîné une diminution des ductilités structurale et sectionnelle des poteaux. Une diminution de l'indice de travail a aussi été observée.

Tableau 4.4 Influence de la charge axiale

Spécimen	f'_c (MPa)	$P/A_g f'_c$	M_{max} (kN · m)	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\phi I}$	I_w
C100B60N15†	92,4	0,14	251	8,8	—	54,0
C100B60N25†	93,3	0,28	333	8,2	26,9	30,8
C100B60N40†	98,2	0,39	385	4,7	7,6	15,7
C100B60N52	109,4	0,51	419	4,2	6,7	5,0
C100BH55N40	109,5	0,35	387	5,8	8,5	11,3
C100BH55N52	104,5	0,53	394	4,0	—	3,5

†poteaux testés par Légeron (1994)

4.4.3 Indice de confinement

Le tableau 4.5 permet d'illustrer l'importance d'utiliser les contraintes pouvant effectivement être développées dans les étriers lors du calcul d'un indice de confinement. Le poteau C100BH80N40, qui possède un indice de confinement, τ , identique à celui du poteau C100B60N40, a montré une ductilité nettement moins élevée. L'indice de travail pour le poteau C100BH80N40, construit avec de l'acier à haute limite d'élasticité, est de 76 % inférieur à celui du poteau construit avec de l'acier de 400 MPa. Un indice de confinement identique ne permet donc pas d'obtenir la même ductilité, si les poteaux sont construits avec de l'acier possédant des limites d'élasticité différentes. L'utilisation de l'indice de confinement effectif, qui tient compte des contraintes effectivement développées dans les étriers, a permis d'obtenir une évaluation conservatrice de la ductilité. Le poteau C100BH55N40 qui a montré un comportement similaire au poteau C100B60N40 possède un indice de confinement effectif 30 % inférieur à ce dernier.

Tableau 4.5 Comparaison des indices de confinement

Spécimen	f'_c (MPa)	$P/A_g f'_c$	M_{max} (kN · m)	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\phi I}$	I_w	τ	I_{cf}
C100B60N40†	98,2	0,39	385	4,7	7,6	15,7	0,181	0,062
C100BH55N40	109,5	0,35	387	5,8	8,5	11,3	0,248	0,044
C100BH80N40	104,2	0,37	388	2,9	5,1	3,7	0,179	0,025

†poteau testé par Légeron (1994)

La relation entre l'indice de confinement effectif et la ductilité structurale est illustrée à la figure 4.12. Les résultats de la présente recherche sont combinés avec les résultats obtenus par Légeron (1994) qui a testé des poteaux similaires. L'indice de confinement effectif a été calculé en utilisant le modèle de Cusson et Paultre modifié pour la flexion. Des droites ont été tracées à titre indicatif pour chacun des niveaux de chargement. La figure permet d'observer

qu'une augmentation de l'indice de confinement effectif se traduit par une amélioration de la ductilité des poteaux. À l'inverse, une augmentation de la charge axiale, entraîne une baisse du niveau de ductilité pouvant être atteint. Les trois poteaux chargés à 40 % de $A_g f'_c$ et possédant un indice de confinement effectif entre 0,44 et 0,62 ont permis d'atteindre une ductilité similaire. Les points représentant les résultats présentés au tableau 4.5 sont clairement identifiés sur la figure.

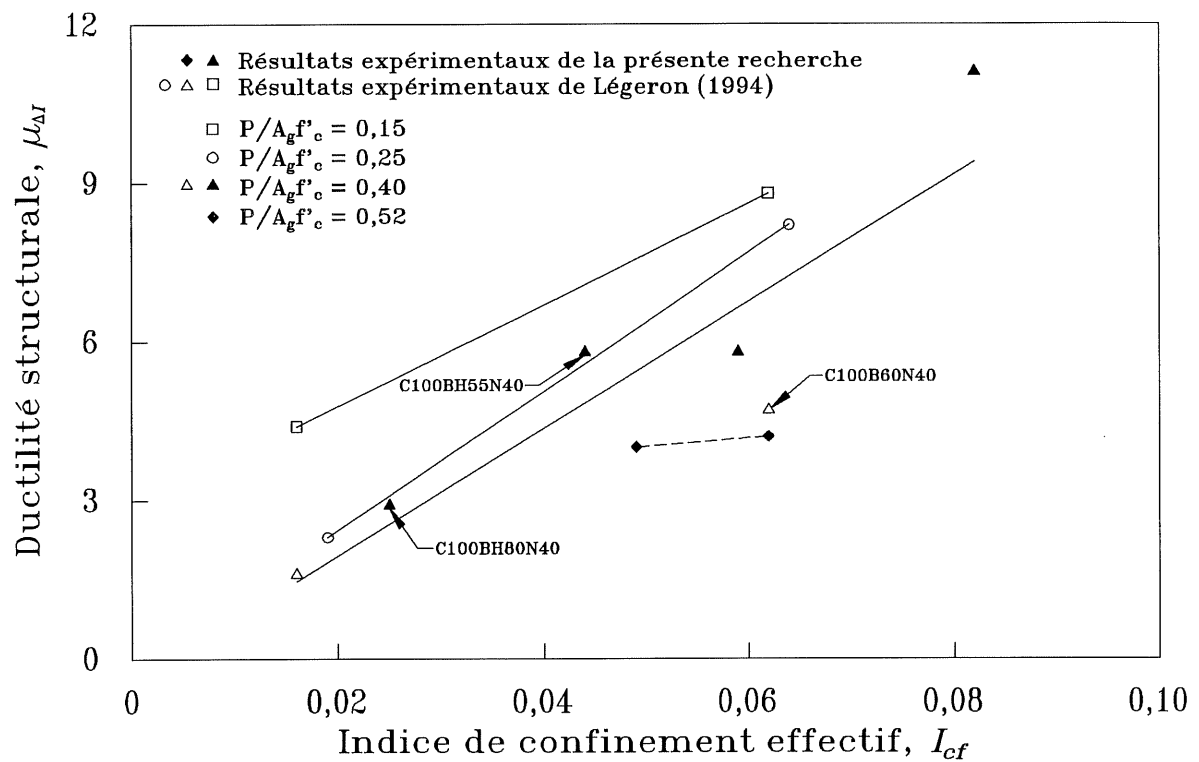


Figure 4.12 Relation entre l'indice de confinement effectif et la ductilité structurale

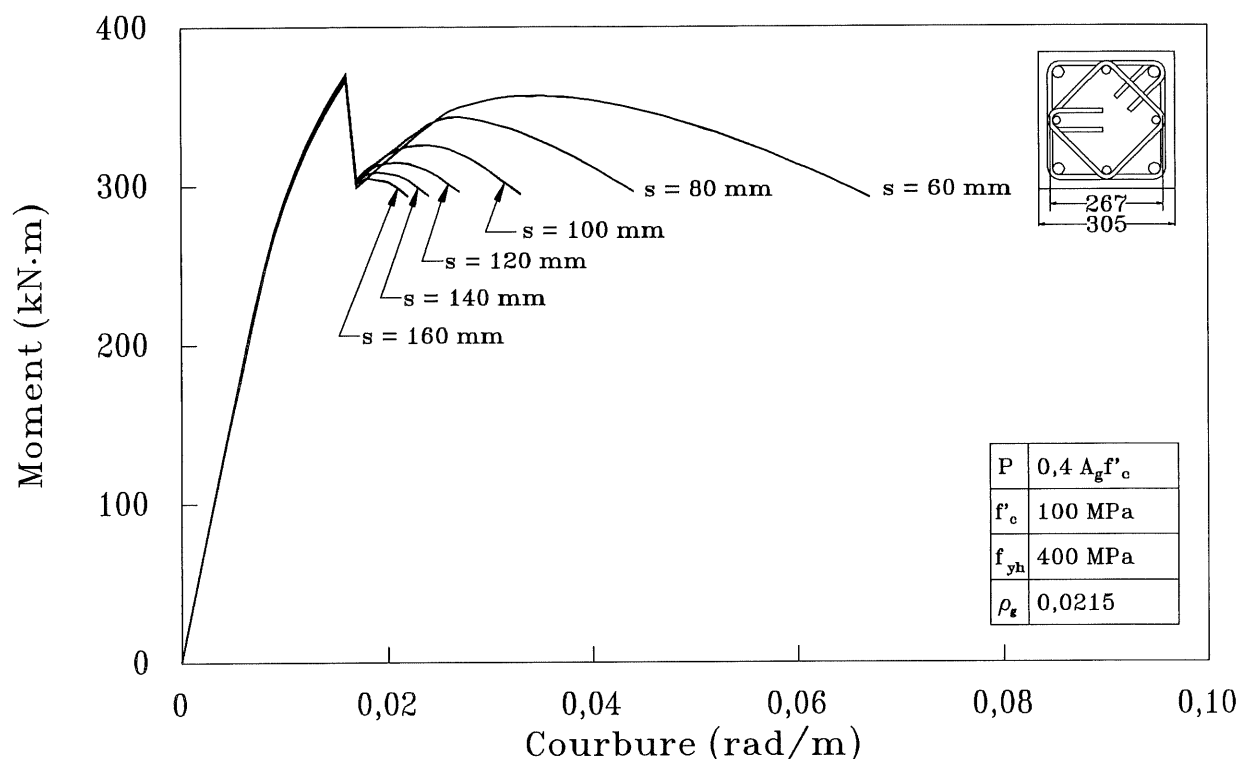
Chapitre 5

Analyse paramétrique

Ce chapitre présente les résultats d'une analyse paramétrique réalisée en utilisant le modèle de Cusson et Paultre modifié. Les résultats sont présentés sous forme de graphiques illustrant la relation entre le moment et la courbure. Les courbes ont été obtenues en discrétisant la section et en réalisant une analyse sectionnelle par couche. Ces courbes ont été tracées jusqu'à ce que le moment soit égal à 80 % du moment maximal atteint. La géométrie des poteaux est identique à la géométrie des poteaux étudiés dans le cadre de ce projet et est montrée à la figure 2.1. L'influence de l'espacement des étriers, du niveau de chargement axial et de la résistance du béton a été étudiée.

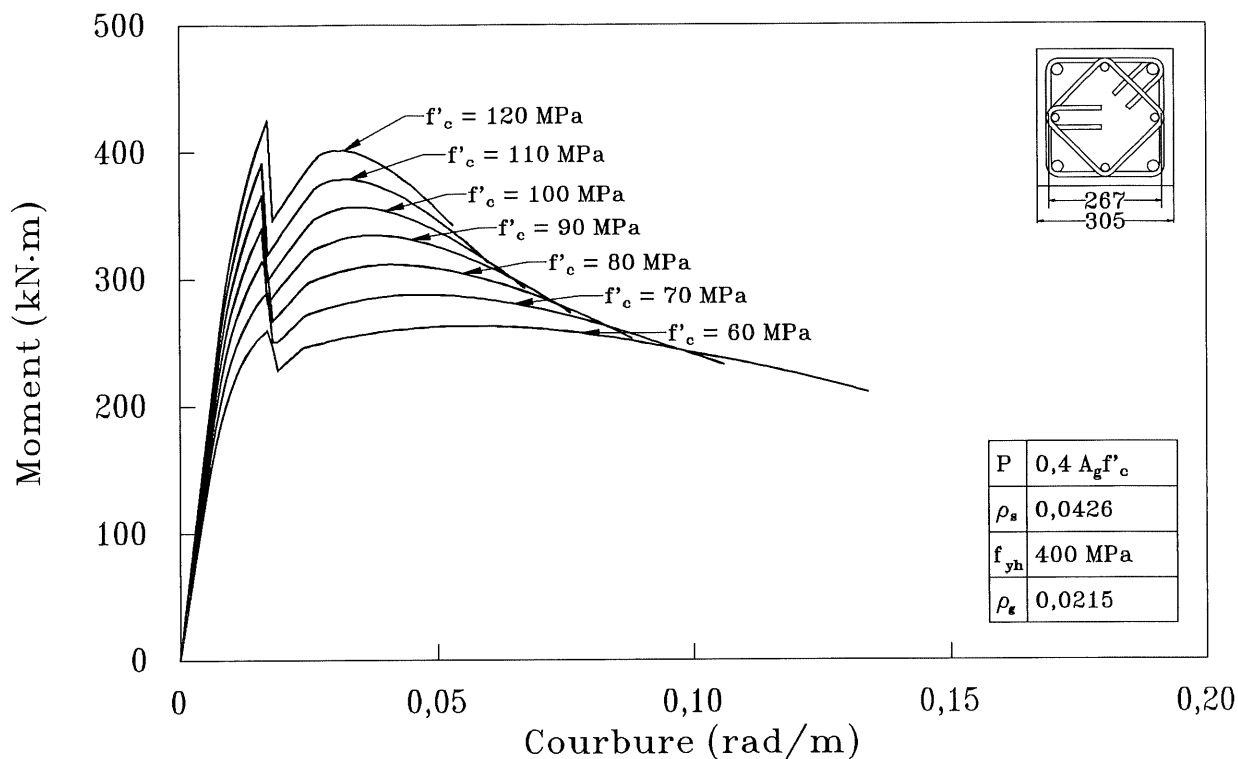
5.1 Influence de l'espacement des étriers

L'influence de l'espacement des étriers est illustré à la figure 5.1, pour une section construite avec de l'acier de 400 MPa et du béton de 100 MPa. Le niveau de chargement a été fixé à 40 % de $A_g f'_c$. L'augmentation de l'espacement entraîne une diminution de l'efficacité du confinement qui se traduit par un coefficient K_e plus petit. Ce confinement moins efficace entraîne à son tour une moins grande sollicitation des étriers. Pour de grands espacements, les étriers pourraient ne pas être sollicités à leur pleine capacité. Tous ces facteurs conduisent à une pression de confinement plus faible appliquée sur le noyau de béton. La déformation et la résistance maximale du béton confiné sont donc moins grandes. Comme le montre la figure, une augmentation de l'espacement des étriers se traduit par une plus faible ductilité des poteaux. Ce comportement a été observé expérimentalement par de nombreux chercheurs. De plus, des étriers trop espacés pourraient ne pas être adéquats pour empêcher le flambage des barres longitudinales. La ductilité des poteaux étudiés pourrait donc être plus faible que celle prédite par le modèle, puisque le flambage des barres n'est pas prédit par celui-ci.

Figure 5.1 Influence de l'espacement des étriers pour $f'_c = 100$ MPa

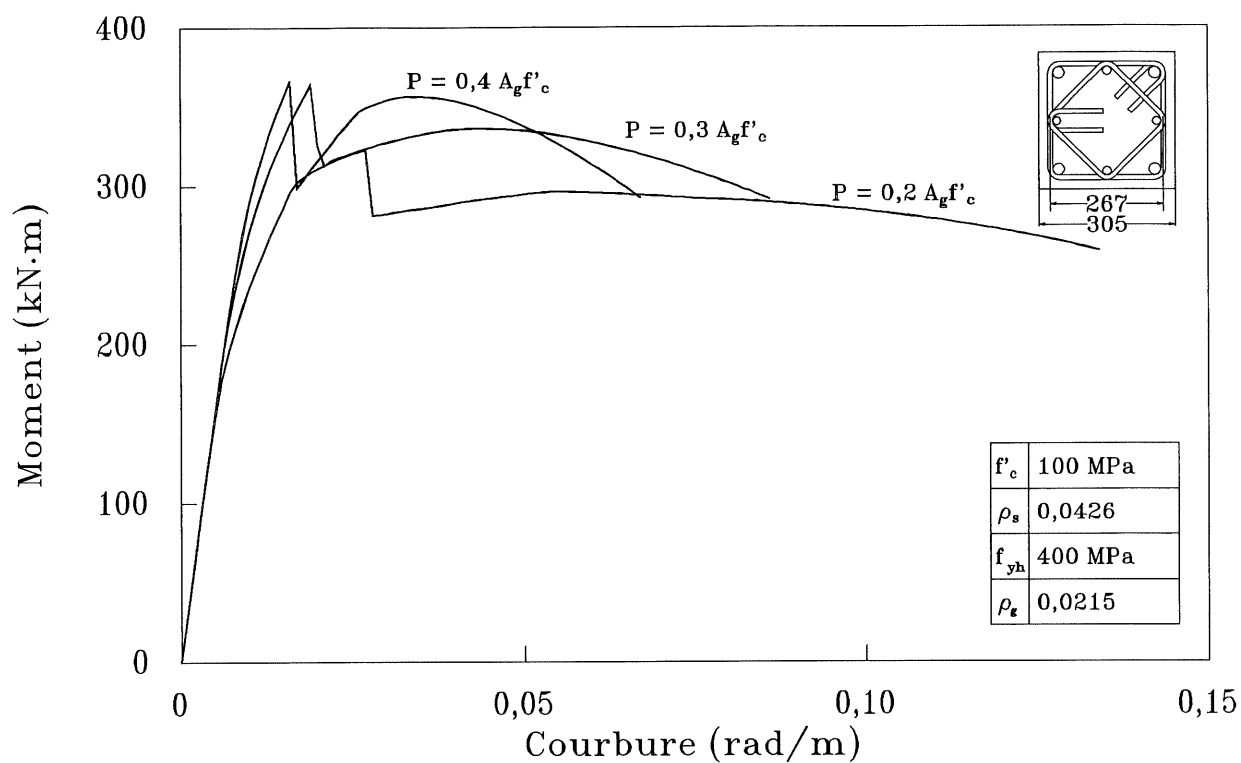
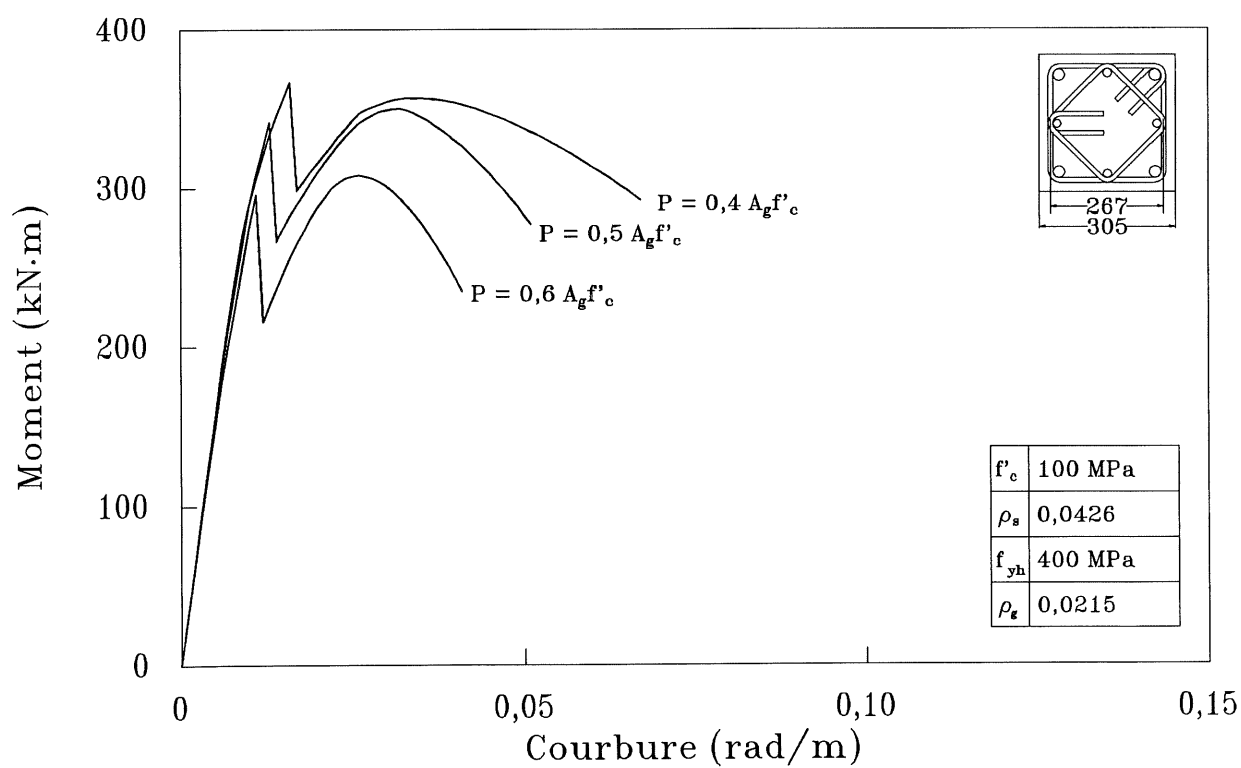
5.2 Influence de la résistance du béton

L'influence de la résistance du béton a été étudiée sur des poteaux testés à 40 % de $A_g f'_c$. Les étriers sont espacés de 60 mm et ont une limite élastique de 400 MPa. L'augmentation de la résistance du béton a entraîné un accroissement de la résistance de la section et une diminution de la ductilité, comme le montrent les courbes de la figure 5.2. Ce comportement a aussi été observé expérimentalement dans le cadre de ce projet. La perte de résistance lors de la rupture du recouvrement est par ailleurs plus grande pour les bétons de résistances élevées.

Figure 5.2 Influence de la résistance du béton pour $s = 60 \text{ mm}$

5.3 Influence du niveau de chargement axial

Les figures 5.3 et 5.4 illustrent l'influence du niveau de chargement axial sur le comportement d'un poteau. Le poteau étudié est construit avec du béton de 100 MPa et des étriers espacés de 60 mm possédant une limite élastique de 400 MPa. Un chargement axial plus important se traduit par une diminution de la courbure pouvant être atteinte par la section. La figure 5.5 illustre la relation entre la charge axiale et les courbures élastique et ultime pouvant être atteintes. La courbure ultime correspond à la courbure à la base du poteau lorsque le moment est égal à 80 % de M_{max} sur la courbe descendante. La courbure élastique est égale à la courbure à la base du poteau lorsque se produit la plastification des barres longitudinales. La diminution de la ductilité avec l'augmentation de la charge axiale a également été observée expérimentalement.

Figure 5.3 Influence du niveau de chargement axial pour $P/A_g f'_c \leq 0,4$ Figure 5.4 Influence du niveau de chargement axial pour $P/A_g f'_c \geq 0,4$

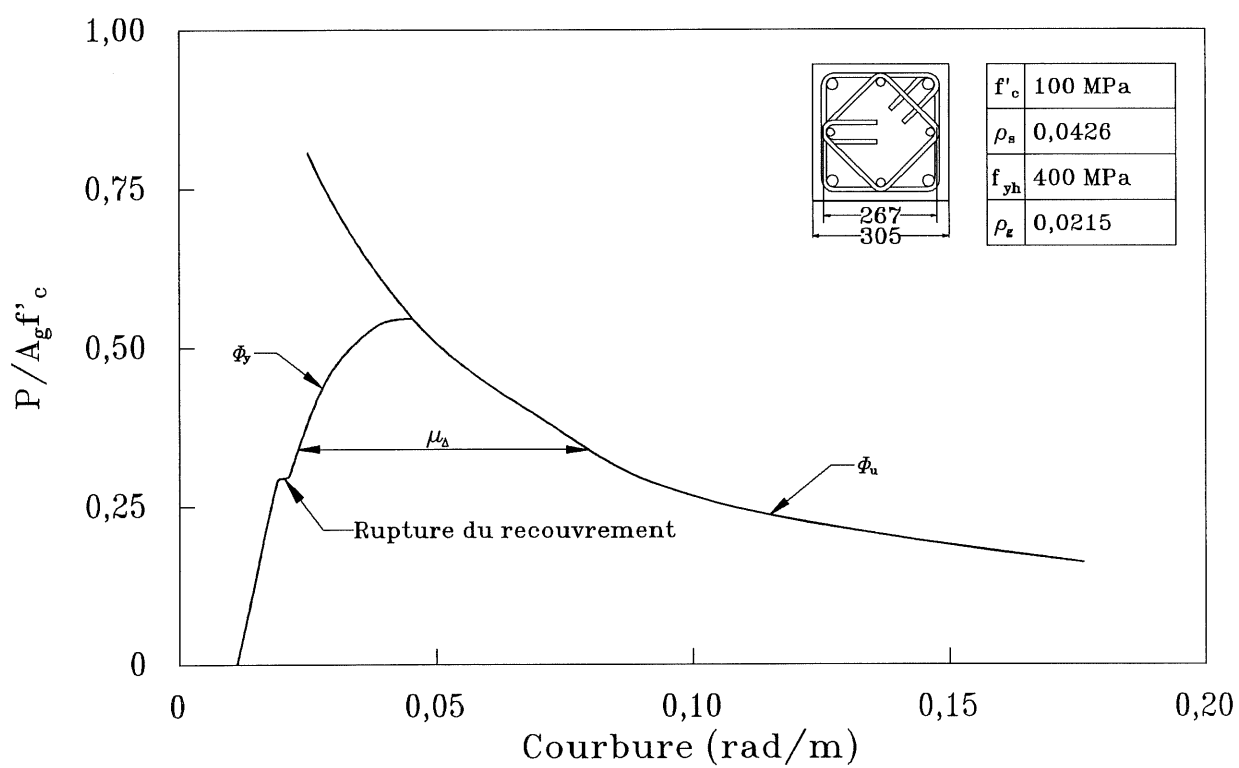


Figure 5.5 Évolution de la courbure en fonction du niveau de charge axiale

Chapitre 6

Conclusion

Les essais réalisés sur des poteaux construits avec des bétons de 78 à 109 MPa ont montré qu'une augmentation de la résistance du béton se traduisait par une ductilité plus faible des poteaux. Une plus grande quantité d'acier de confinement est donc nécessaire afin d'obtenir la ductilité souhaitée.

Il a été démontré qu'une augmentation de la charge axiale appliquée sur le poteau entraînait une baisse de la ductilité. Le niveau de chargement axial devrait donc être inclus dans les équations des codes de dimensionnement régissant la quantité d'acier transversal à utiliser.

Les déformations mesurées sur les étriers situés à la base des poteaux ont montré que la limite élastique des étriers à haute résistance ne s'était pas développée avant la rupture des poteaux. L'indice de confinement, $\rho_s f_{yh} / f'_c$ surestime donc la ductilité pouvant être atteinte par les poteaux construits en utilisant de l'acier possédant une limite d'élasticité élevée. L'indice de confinement effectif, $f_{\ell e} / f'_c$, a montré une meilleure corrélation avec les ductilités obtenues lors des essais. Cet indice, qui utilise un estimé des contraintes effectivement développées dans les étriers, peut être utilisé pour de l'acier possédant une limite élastique élevée. À la lumière des résultats expérimentaux, et en absence de calculs plus précis, il est recommandé de limiter à 500 MPa la limite élastique de l'acier de confinement.

Le modèle de Cusson et Paultre a bien évalué les contraintes dans les étriers pour les six poteaux testés. Il a permis d'obtenir une bonne prédiction du comportement en flexion des poteaux. Ces prédictions ont été comparées aux courbes expérimentales moment-courbure et force-déplacement. Quelques ajustements sont encore nécessaires pour pouvoir mieux prédire la ductilité des sections.

Il serait intéressant de réaliser des essais supplémentaires en utilisant du béton de 80 MPa. Le poteau réalisé en utilisant ce béton a montré une ductilité beaucoup plus élevée que les poteaux construits avec du béton de 100 MPa; des essais supplémentaires permettraient alors de valider les résultats obtenus. De plus, le béton de 80 MPa, qui possède de nombreux avantages par rapport au béton conventionnel, est plus facilement utilisable en chantier que le béton de 100 MPa. Des bétons possédant une résistance de 80 MPa pourraient donc être utilisés couramment dans un proche avenir même pour des conceptions parasismiques. Le Code canadien limite présentement à 55 MPa la résistance du béton utilisé dans des structures devant résister aux séismes.

Bibliographie

- [1] ACI COMMITTEE 318 (1989) : "Building Code Requirements for Reinforced Concrete," *ACI 318-89, and Commentary, ACI 318R-89*, American Concrete Institute, Detroit, 353 p.
- [2] AZIZINAMINI, A., BAUM KUSKA, S.S., BRUNGARDT, P. et HATFIELD, E. (1994) : "Seismic Behavior of Square High-strength Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, **91**(3), 336–345.
- [3] AZIZINAMINI, A., PAULTRE, P. et SAATCIOGLU, M. (1994) : "High-strength Concrete Columns: State of the Knowledge," *Proceedings of the Structures Congress '94*, Atlanta, Georgia, 444–449.
- [4] BAYRAK, O. et SHEIKH, S.A. (1995) : "High-Strength Concrete Columns Subjected to Earthquake Type Loading," *7^e Conférence canadienne sur le génie paraséismique*, Montréal, Québec, 477–484.
- [5] CSA (1994) : "Design of Concrete Structures," *CSA Standard A23.3-94*, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 220 p.
- [6] CUSSON, D. et PAULTRE P. (1993) : "Un modèle de confinement pour les poteaux en béton à haute performance confinés par des étriers rectangulaires", *Rapport de recherche SMS-93/03*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 36 p.
- [7] CUSSON, D. et PAULTRE P. (1992) : "Behavior of High-strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties Under Concentric Loading," *Rapport de recherche SMS-92/03*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 39 p.
- [8] FIFITIS, A. et SHAH, S.P. (1985) : "Lateral Reinforcement for High-strength Concrete Columns," *ACI Special Publication SP 87-12*, 213–232.
- [9] GOSAIN N.K, BROWN, R.H. et JIRSA J.O. (1977) : "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members," *ASCE Journal of the Structural Division*, **103**(7), 1461–1476.
- [10] LÉGERON, F. (1994) : "Comportement post-élastique de poteaux en béton à haute performance confinés par des étriers rectangulaires", *Mémoire de maîtrise*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 113 p.
- [11] LI, B. (1994) : "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed Using High Strength Concrete," *Research Report No 94-5*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 373 p.

- [12] MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N. et PARK R. (1988) : "Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete," *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114**(8), 1804–1826.
- [13] PARK, R. (1989) : "Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **22**(3), 155–166.
- [14] PARK, R., PRIESTLEY, M.J.N. et GILL, W.D. (1982) : "Ductility of Square-confined Concrete Columns," *ASCE Journal of the Structural Division*, **108**(4), 929–950.
- [15] PAULAY, T. et PRIESTLEY N.J.N., (1992) : *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*, John Wiley and Sons, New-York, 744 p.
- [16] POPOVICS, S. (1973) : "A Numerical Approach to the Complete Stress-strain Curve of Concrete," *ASCE Journal of the Structural Division*, **3**(5), 583–599.
- [17] RAZVI, S.R. et SAATCIOGLU, M. (1994) : "Strength and Deformability of Confined High-strength Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, **91**(6), 678–687.
- [18] RICHART, F.E., BRANTZAEK, A. et BROWN, R.L. (1928) : "A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses," *Bulletin No. 185*, Engineering Experimental Station, University of Illinois, Urbana, 104 p.
- [19] SHEIKH, S.A. et KHOURY, S.S. (1993) : "Confined Concrete Columns with Stubs," *ACI Structural Journal*, **90**(4), 414–431.
- [20] SHEIKH, S.A. SHAH, D.V. et KHOURY, S.S. (1994) : "Confinement of High-strength Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, **91**(1), 100–111.
- [21] SHEIKH, S.A. et UZUMERI, S.M. (1982) : "Analytical Model for Confined Concrete Columns," *ASCE Journal of the Structural Division*, **108**(12), 2703–2722.
- [22] SINHA, B.P., GERSTLE, K.H. et TULIN, L.G. (1964) : "Stress-strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading," *Journal of the American Concrete Institute*, **61**(2), 195–211.
- [23] THOMSEN IV, J.H. et WALLACE, J.W. (1994) : "Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Columns Constructed Using High-Strength Materials," *ACI Structural Journal*, **91**(5), 605–615.
- [24] WATSON, S., ZAHN, F.A. et PARK, R. (1994) : "Confining Reinforcement for Concrete Columns," *ASCE Journal of Structural Engineering*, **120**(6), 1798–1824.

Appendice A

Courbes moment-courbure

Les courbes A.1 à A.5 illustrent la relation entre le moment et la courbure pour les poteaux testés. Ces résultats ont également été présentés au chapitre 3. Les courbes sont montrées ici en utilisant des échelles différentes.

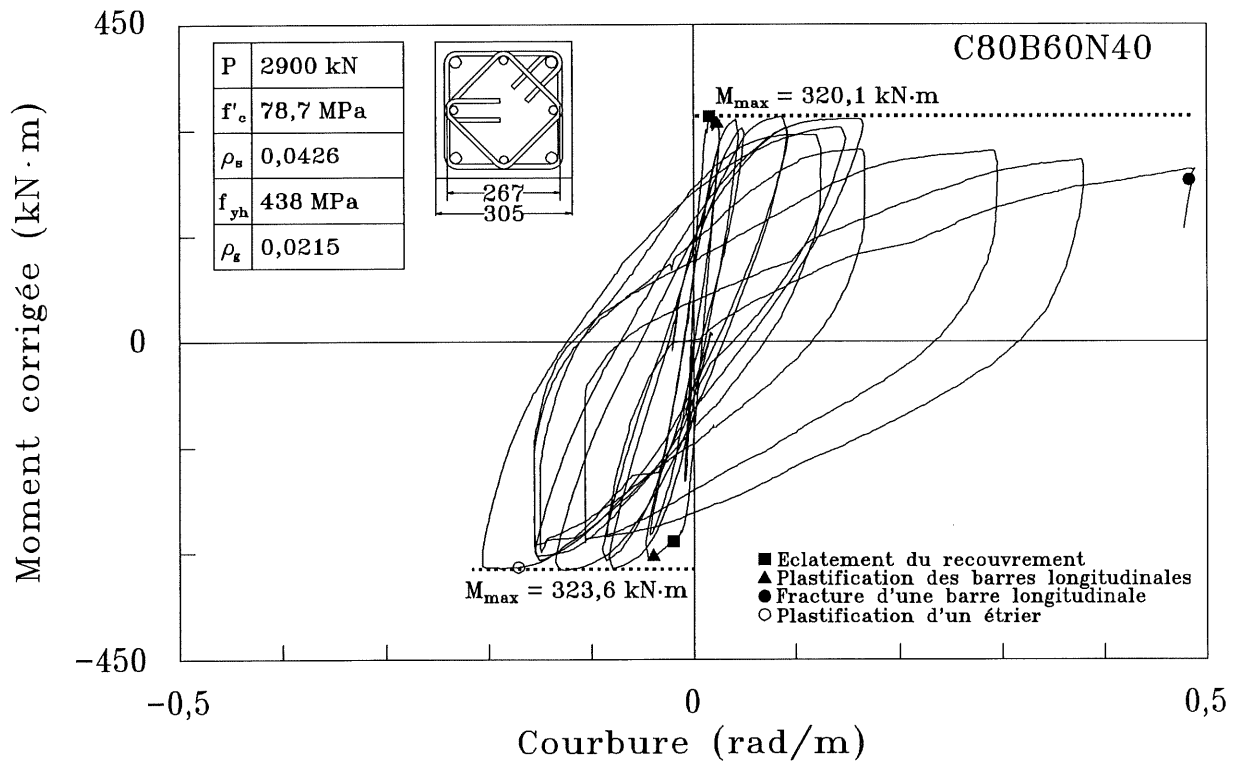


Figure A.1 Courbe moment-courbure pour le poteau C80B60N40

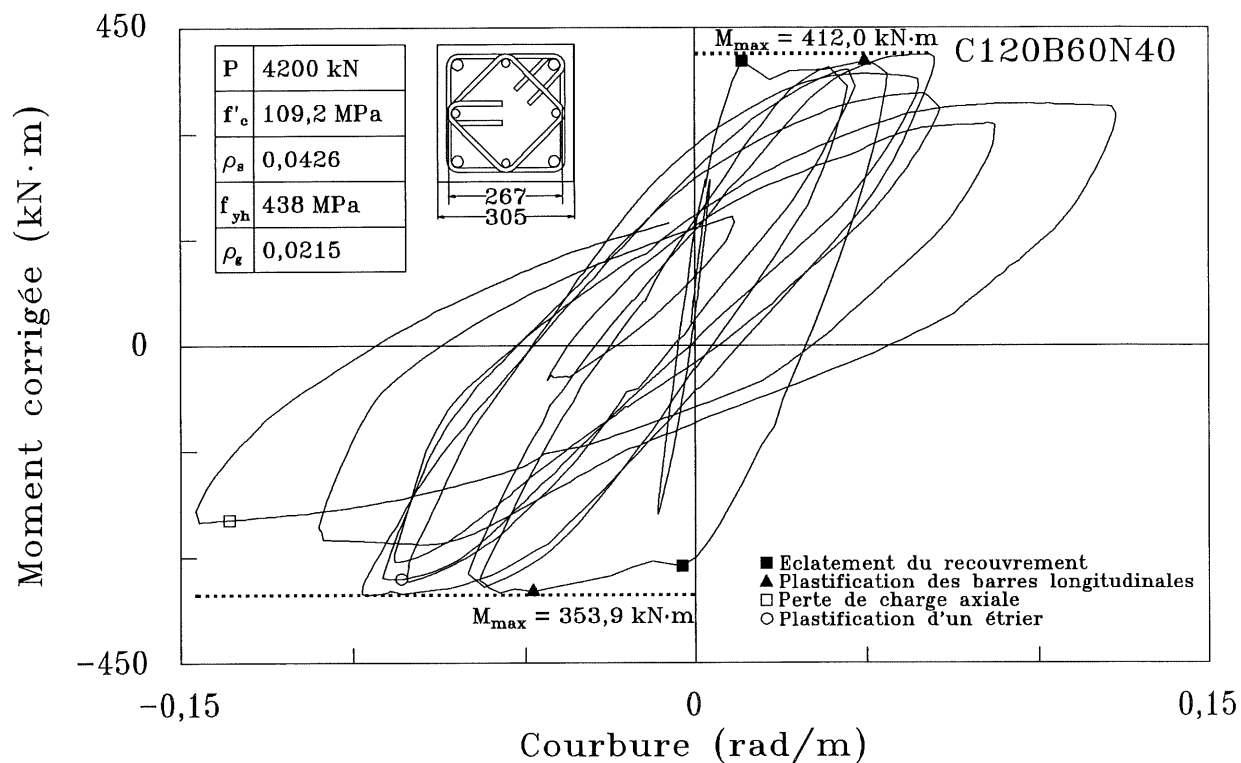


Figure A.2 Courbe moment-courbure pour le poteau C120B60N40

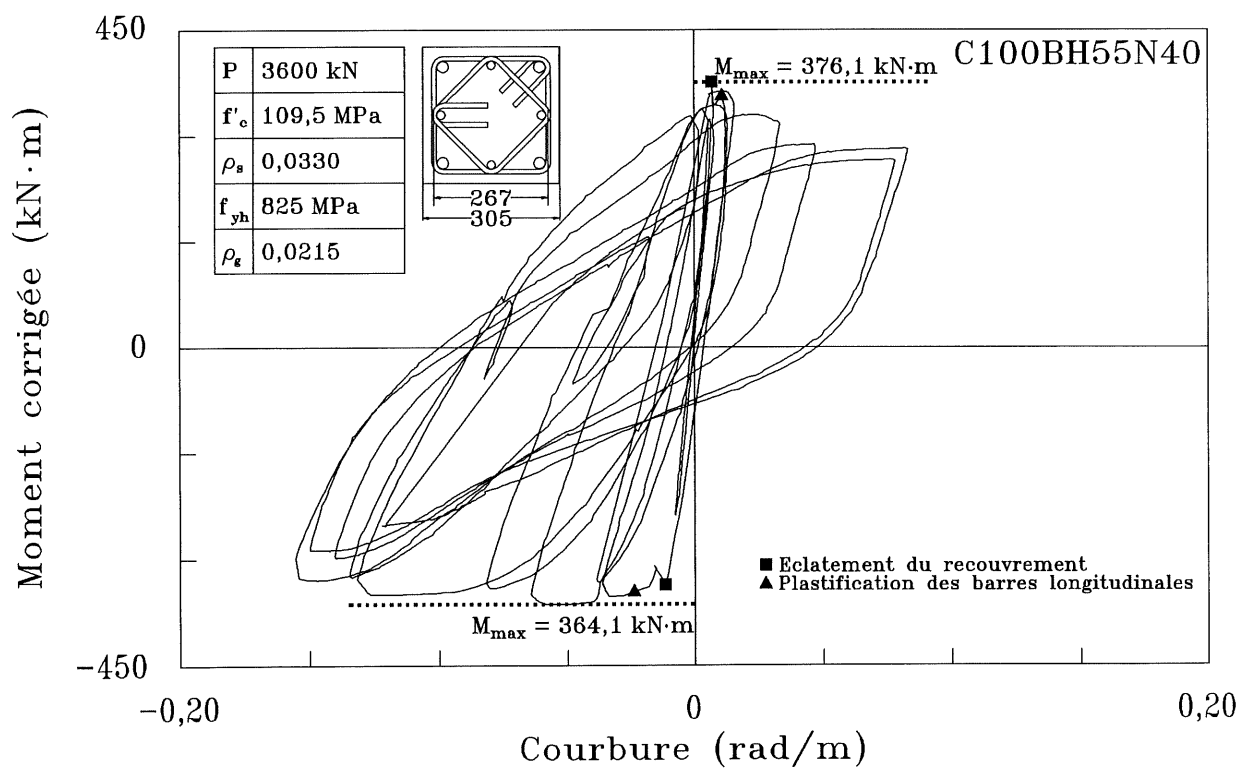


Figure A.3 Courbe moment-courbure pour le poteau C100BH55N40

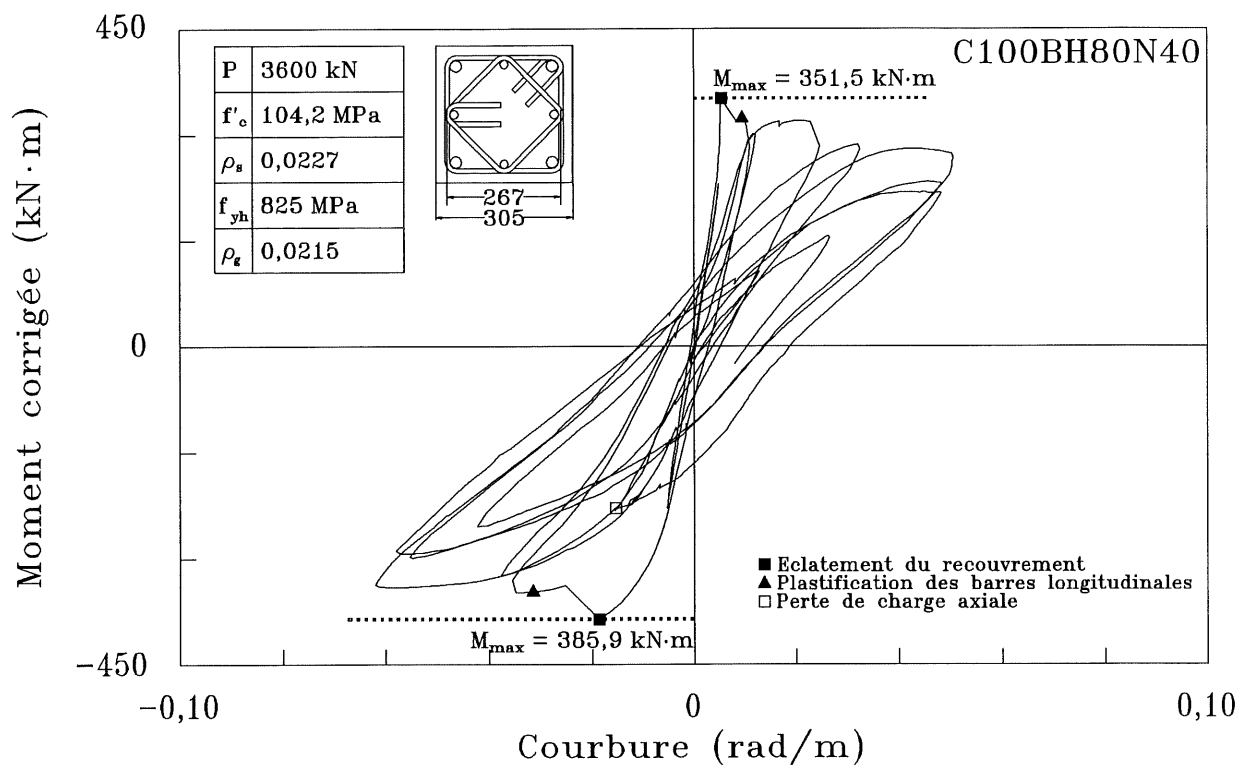


Figure A.4 Courbe moment-courbure pour le poteau C100BH80N40

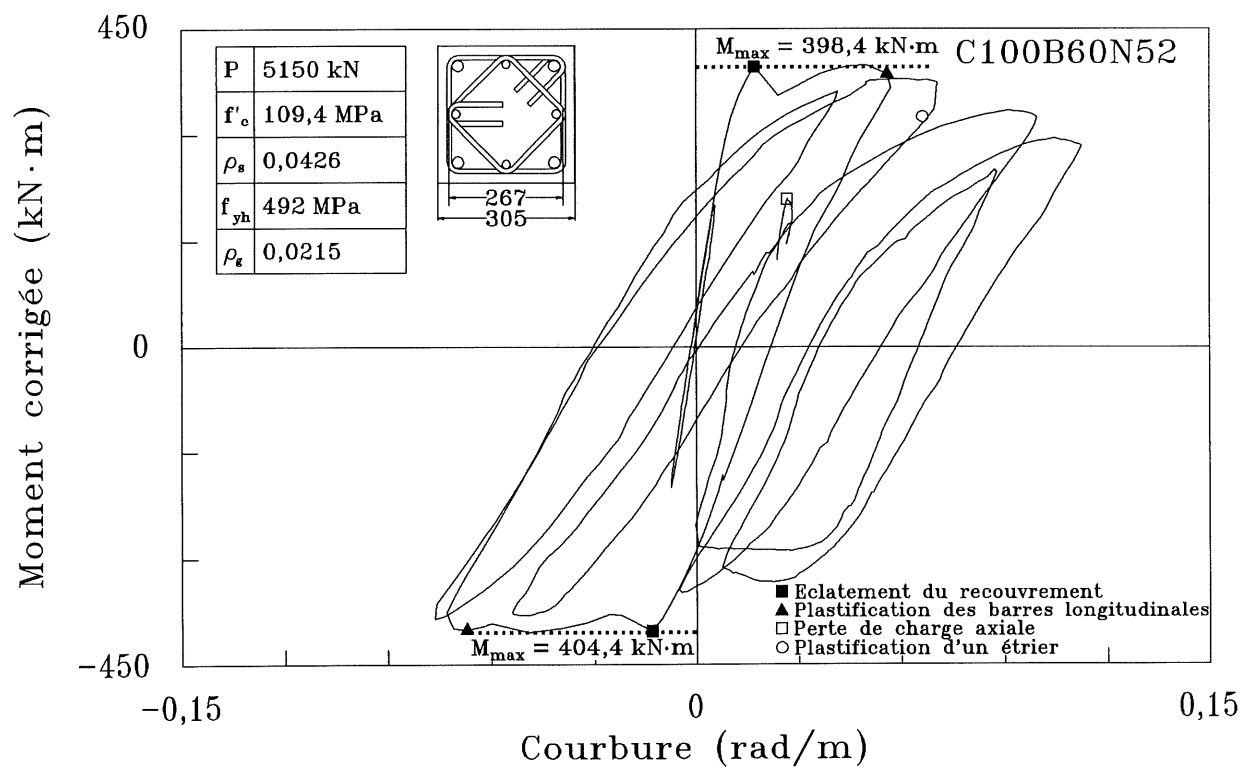


Figure A.5 Courbe moment-courbure pour le poteau C100B60N40